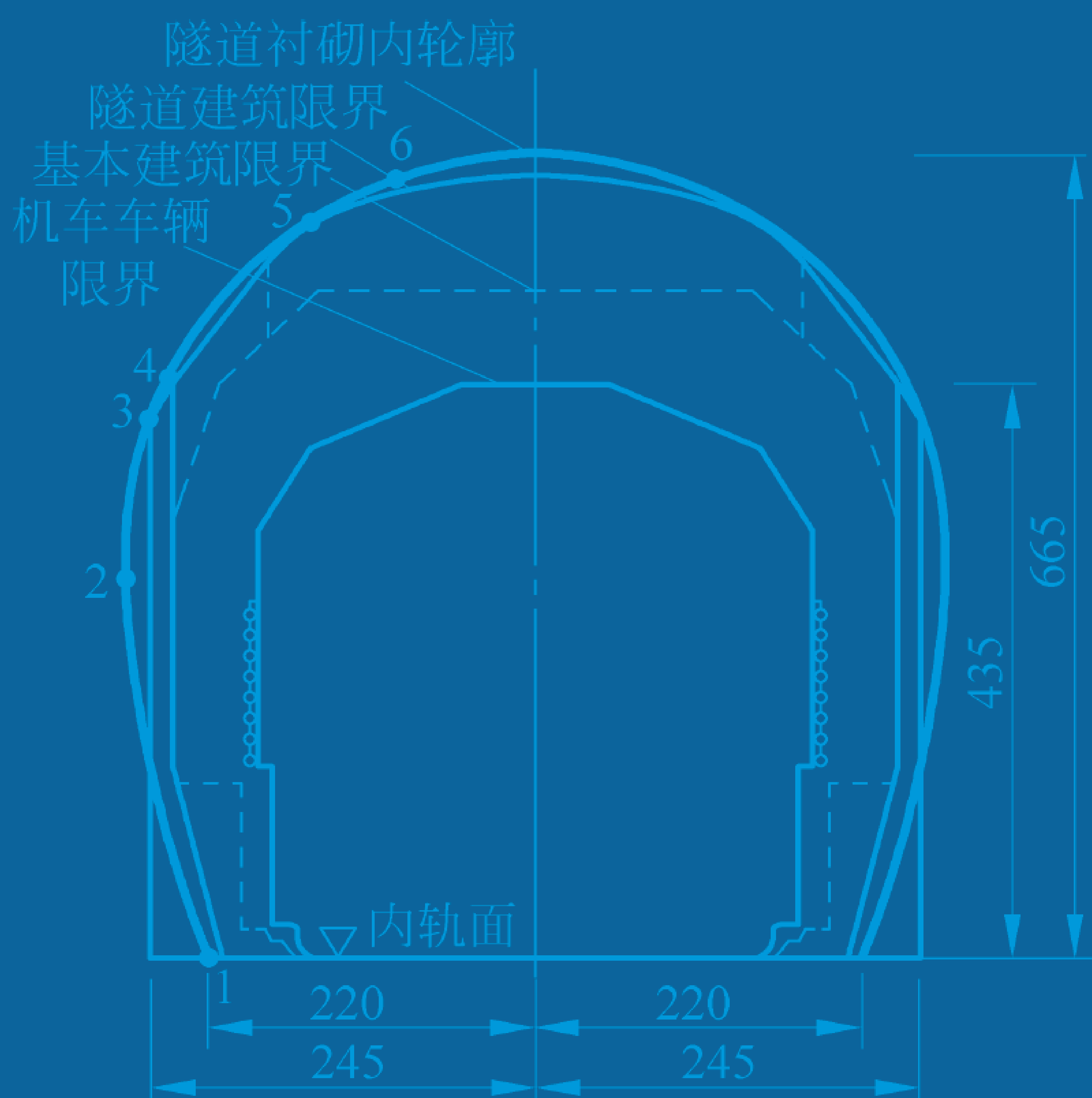
高等院校土木工程专业立体化系列教材

地铁与隧道工程

李新乐　主编
王　振　主审



清华大学出版社

地铁与隧道工程

李新乐　主编

清华大学出版社
北　京

内容简介

本教材为普通高等教育土建类专业教材，主要介绍地铁、公路隧道、铁路隧道的设计方法和施工技术。全书共分11章，主要内容包括绪论、地铁隧道工程地质勘察、地铁线路设计和车站建筑设计、铁路隧道总体设计、公路隧道总体设计、围岩分级与围岩压力、隧道结构组成与构造、地下结构设计和计算方法、地铁隧道施工技术、地铁隧道运营环境设计与维护、BIM技术在地铁隧道工程中的应用。

本书可作为高等学校交通土建工程领域中土木工程、地下工程专业、隧道工程专业的教学用书，也可作为地下铁道、公路工程、城市道路工程、岩土工程、铁道工程等专业的设计者、施工技术人员和科研工作者的参考用书。

图书在版编目(CIP)数据

地铁与隧道工程/李新乐主编. —北京：清华大学出版社，2018
ISBN 978-7-302-51126-7

Ⅰ. ①地…　Ⅱ. ①李…　Ⅲ. ①地铁隧道—隧道工程—教材　Ⅳ. ①U231.3

中国版本图书馆CIP数据核字(2018)第202519号

责任编辑：赵益鹏
封面设计：陈国熙
责任校对：王淑云
责任印制：董　瑾

出版发行：清华大学出版社
网　　址：http://www.tup.com.cn，http://www.wqbook.com
地　　址：北京清华大学学研大厦A座　　**邮　　编**：100084
社 总 机：010-62770175　　**邮　　购**：010-62786544
投稿与读者服务：010-62776969，c-service@tup.tsinghua.edu.cn
质量反馈：010-62772015，zhiliang@tup.tsinghua.edu.cn
印 装 者：北京密云胶印厂
经　　销：全国新华书店
开　　本：185mm×260mm　　**印　　张**：17.25　　**字　　数**：423千字
版　　次：2018年8月第1版　　**印　　次**：2018年8月第1次印刷
定　　价：45.00元

产品编号：080772-01

前言

随着我国城市地下铁道、公路隧道和铁路隧道大量建设，新技术和新方法不断出现，同时，近两年，主要设计规范和标准已发生较大变化，专业教材内容急需更新和完善。在总结近年来地铁隧道工程的新技术和新方法的基础上，结合多年地铁隧道工程教学和实践经验，编写了本教材。

本书在总结和归纳地下铁道、公路隧道工程和铁路隧道工程三方面的知识和规范基础上，汇编为11章，主要内容包括绪论、地铁隧道工程地质勘察、地铁线路设计和车站建筑设计、铁路隧道总体设计、公路隧道总体设计、围岩分级与围岩压力、隧道结构组成与构造、地下结构设计和计算方法、地铁隧道施工技术、地铁隧道运营环境设计与维护、BIM技术在地铁隧道工程中的应用。窦慧娟整理并编写了第4章、第5章和第11章，宋宏伟编写了第9章的部分内容，李想为本书第9章提供了部分图文和数据资料，涂争光、杨茂江、陈爽、魏华洋、袁森林和陈远航为本书提供了大量编写素材，并绘制了图表。李新乐编写其余章节，并统稿、校稿。全书由王振主审。大连海洋大学的陈凤山、娄亚飞对本书提供了素材和编写建议。

本书以理论适度、应用为主的编写理念为基础，依据现行规范和标准，归纳和总结地下铁道、公路隧道和铁路隧道的异同，力求知识系统、条理清晰、概念明确、求同存异，较全面地反映当前地铁和隧道工程的知识和内容。本书建议教学学时为48～60学时，读者可根据自身教学大纲和教学要求，合理安排学时。

在本书的编写过程中，参阅、引用了一些学者的著作及其他研究成果，参考文献中列出部分文献，在此向各位学者深表谢意。由于编者水平有限，本书难免存在不足和不当之处，敬请读者批评指正，多提宝贵意见。

编　者

2018年4月

目　录

二维码目录

第1章 绪　论

1.1　基本概念与分类

地铁与隧道工程属于地下工程的范畴。广义的地下工程包括所有为开发利用地下空间资源而深入地面以下所建造的工程建筑物。地下工程大致分为两类：一类是地下交通运输工程，为解决人、车辆和列车等通行而修建的城市及山岭下构造物，包括地下铁道、城市道路隧道、山岭铁路隧道和山岭公路隧道等；另一类是服务于工业、民用或军用需求的地下构造物，包括矿井、地下仓库和油库、各种输水输电输油管廊工程、地下室、防空洞等。本书涵盖的内容属于第一类地下交通运输工程的范围。

地下铁道（简称地铁）、山岭铁路隧道和公路隧道的组成构造中，地铁含有车站建筑物，地下交通运输工程的其他重要组成部分即为“隧道工程”。按照世界经济合作与发展组织的定义，所有地下修建的条形建筑物，其内部空洞净空断面在 $2m^2$ 以上者均称为隧道。因此隧道工程的含义非常广泛，其设计和施工基本原理相同或相似，仅在服务对象和功能特点上有一定的差别。

下面介绍地下隧道的分类。

1. 按隧道用途分类

1）交通隧道

交通隧道是指满足交通路线畅通的要求，提供运输和人行的孔道和通道。主要有地铁、铁路隧道、道路（公路和城市道路）隧道、航运隧道、人行地道。

（1）地铁。地铁是解决大城市交通拥挤、车辆堵塞等问题，且能大量快速运输乘客的一种城市交通设施。它可以使很大部分地面客流转入地下，提高行车速度，通过缩短车次间隔时间，节省了乘车时间，便利了乘客的活动。在战时，地铁还可以起到人防工程的功能，图 1-1 所示为地铁车站。

（2）铁路隧道。我国是个多山的国家，铁路穿越这些地带时，往往会遇到山岭障碍。同时铁路还有小曲线半径限制，需要修建隧道以克服高程或平面障碍。在沿着河谷修建铁路时，遇到河道弯曲、两岸横坡陡峻、地质不良等现象，常修隧道使线路从山里通过。这样既可以使路线顺直，线路缩短，又可以减小坡度，还可躲开各种不良地质条件，从而提高牵引定数，多拉快跑，使运营条件得以改善。高速铁路行车速度高，对基础设施要求高，线路最小曲线半径大，所以高速铁路上必然会出现大量的隧道工程。

(3) 道路隧道。道路的限制坡度和最小曲线半径都没有铁路那样严格,早期山区修筑公路时为节省工程造价很少修建隧道。但随着社会的发展,高等级公路逐渐出现,现在穿越山区时,也常采用隧道方案。此外,在城市中心,为避免平面交叉,利于高速行车,也常采用道路隧道方式。

(4) 人行地道。城市闹市区行人众多,而且与车辆混行,为了提高交通运送能力及减少交通事故,除架设人行天桥以外,也可以修建人行地道和地下立交车道满足人们的通行需求。

(5) 航运隧道。修建航运隧道,把分水岭两边的河道沟通起来,既可以缩短航程,又可以节省船闸的费用,船只可迅速而顺直地通过,使航运条件大为改善。

2) 综合管廊工程

目前,我国正在大力推行的综合管廊工程,是在城市地下建造一个隧道空间,将电力、通信、燃气、供热、给排水等各种工程管线集于一体,设有专门的检修口、吊装口和监测系统,实施统一规划、统一设计、统一建设和管理,是保障城市运行的重要基础设施和"生命线",如图 1-2 所示。



图 1-1 地铁车站

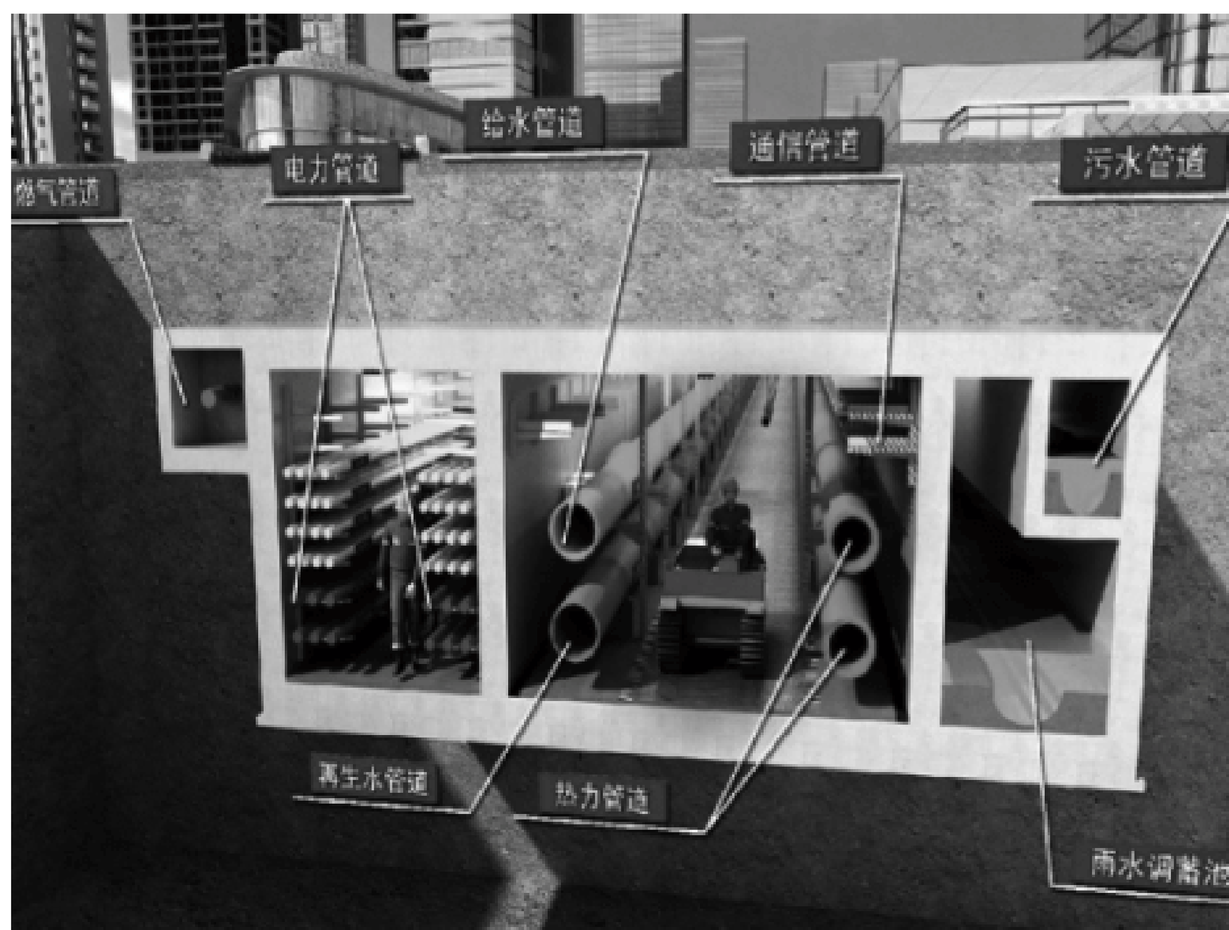


图 1-2 综合管廊工程

3) 矿山隧道

矿山隧道主要是为采矿服务的,主要有运输巷道、给水隧道、通风隧道。

2. 按长度分类

根据隧道开挖长度,可分为特长隧道、长隧道、中长隧道和短隧道,地铁无此分类要求,如表 1-1 所示。

表 1-1 隧道长度分类

铁路隧道		公路隧道		地铁
分类	长度/m	分类	长度/m	无具体规定,一般市中心区间隧道长度为 1～2km
特长隧道	$L>10000$	特长隧道	$L>3000$	
长隧道	$3000<L\leqslant 10000$	长隧道	$1000<L\leqslant 3000$	
中长隧道	$500<L\leqslant 3000$	中长隧道	$500<L\leqslant 1000$	
短隧道	$L\leqslant 500$	短隧道	$L\leqslant 500$	

3. 其他分类方法

(1) 按照国际隧道协会(ITA)定义的隧道的横断面积大小划分标准分类：极小断面隧道($2\sim3m^2$)、小断面隧道($3\sim10m^2$)、中等断面隧道($10\sim50m^2$)、大断面隧道($50\sim100m^2$)和特大断面隧道(大于 $100m^2$)。

(2) 按照隧道所在的位置分类：山岭隧道、水底隧道和城市隧道。

(3) 按隧道所处地质条件分类：土质隧道和石质隧道。

(4) 按隧道施工方法分类：钻爆法隧道、明挖法隧道、机械法隧道和沉埋法隧道。

(5) 按隧道断面形状分类：圆形隧道、矩形隧道和马蹄形隧道。

(6) 按照隧道埋置的深度分类：浅埋隧道和深埋隧道。

1.2 地下工程发展与现状

地下交通工程的发展历程涵盖在人类地下空间的发展历史中。随着科学技术的发展，人类对地下空间的利用大致经历了以下四个时代。

(1) 从人类出现至公元前 3000 年的远古时期，原始人类穴居是用兽骨、石器等工具开挖，修筑在可以自身稳定而无需支承的地层中。

(2) 从公元前 3000 年至 5 世纪的古代时期，这是为生活和军事防御目的而利用隧道的时代，埃及金字塔和古代巴比伦引水隧道、我国秦汉时期的陵墓和地下粮仓，已具有相当技术水准和规模。古代巴比伦王朝为连接宫殿和神殿而修建了约 1km 长的隧道，断面尺寸为 3.6m×4.5m，施工期间将幼发拉底河水流改道，采用明挖法建造。

(3) 从 5 世纪至 14 世纪的中世纪时代，世界范围内出现矿石开采技术。

(4) 从 15 世纪开始的近代与现代，诺贝尔发明黄色炸药，成为开发地下空间的有力武器，加速了隧道技术的发展。如有益矿物的开采，运河、公路和铁路隧道的修建，以及随着城市的发展而修建的地下铁道、下水道等，使得隧道的修建技术得到极大的发展。

1.2.1 隧道发展历史和现状

迄今已知的最早用于交通的隧道为古巴比伦城幼发拉底河下修筑的人行隧道。法国的马尔派司运河隧道是最早用火药开凿的航运隧道。19 世纪初欧洲法、意、瑞士等国就已在山区修建公路隧道，第一座用于现代交通的水底隧道是 1807 年开工的伦敦泰晤士河下公路隧道。我国最早用于交通的隧道为石门隧道(建于公元 66 年)，第一条铁路隧道是 1890 年建成的台湾狮球岭隧道，第一条水底公路隧道是 1970 年建成的上海黄浦江水底隧道。

中国高速铁路隧道技术在近十几年得到了快速发展。中国大陆第一条通车运营的有隧道工程的合肥至南京高速铁路，于 2008 年 4 月 18 日开通运营，共有 2 座隧道，全长 2005m。截至 2015 年底，中国建成通车的高速铁路隧道长度总计约 3200km，数量超过 2200 座，其中长度大于 10km 的特长隧道 29 座，总长约 370km。中国已经成为名副其实的高速铁路大国、隧道大国，并初步形成了一套完整的中国标准的高速铁路隧道技术体系。

图 1-3 给出几个世界隧道之最。

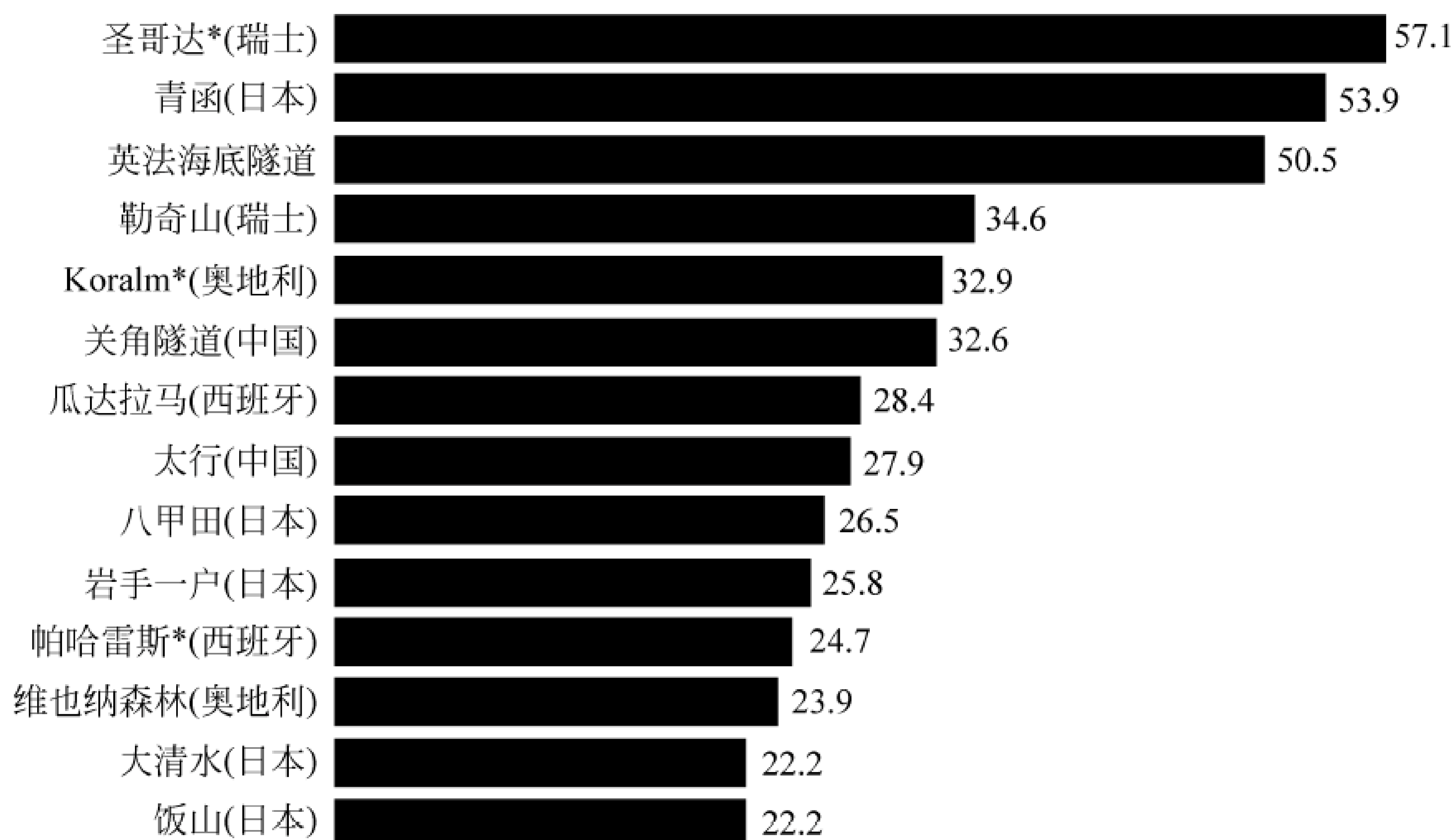


图 1-3 世界隧道之最

2001 年投入运营的挪威西部的拉达尔隧道是目前世界上最长的公路隧道(24.5km)。瑞士圣哥达基线铁路隧道，耗资 900 亿，两千工人花费 17 年挖了 57.1km，圣哥达基线隧道并不是单条隧道，而是由两条约 57km 长的平行隧道组成，2016 年通车，是目前最长的铁路隧道。

泰晤士河底隧道是最早应用喷射混凝土和盾构的隧道，法国工程师在泰晤士河底先建设一个上、中、下三层分 36 小格的长方形铁框架，称之为盾构(图 1-4)，这是现代修建地铁和地质复杂地段盾构由来。当时工效很慢，每个小格里站一个人，从上到下顺序挖，随挖随封，每次只前进 10cm。由上到下全部挖完后，由千斤顶往前推进，然后抓紧时间砌筑，这相当于今天的初期支护和二次衬砌，这个全长 396m 的水底隧道花费 18 年才贯通。

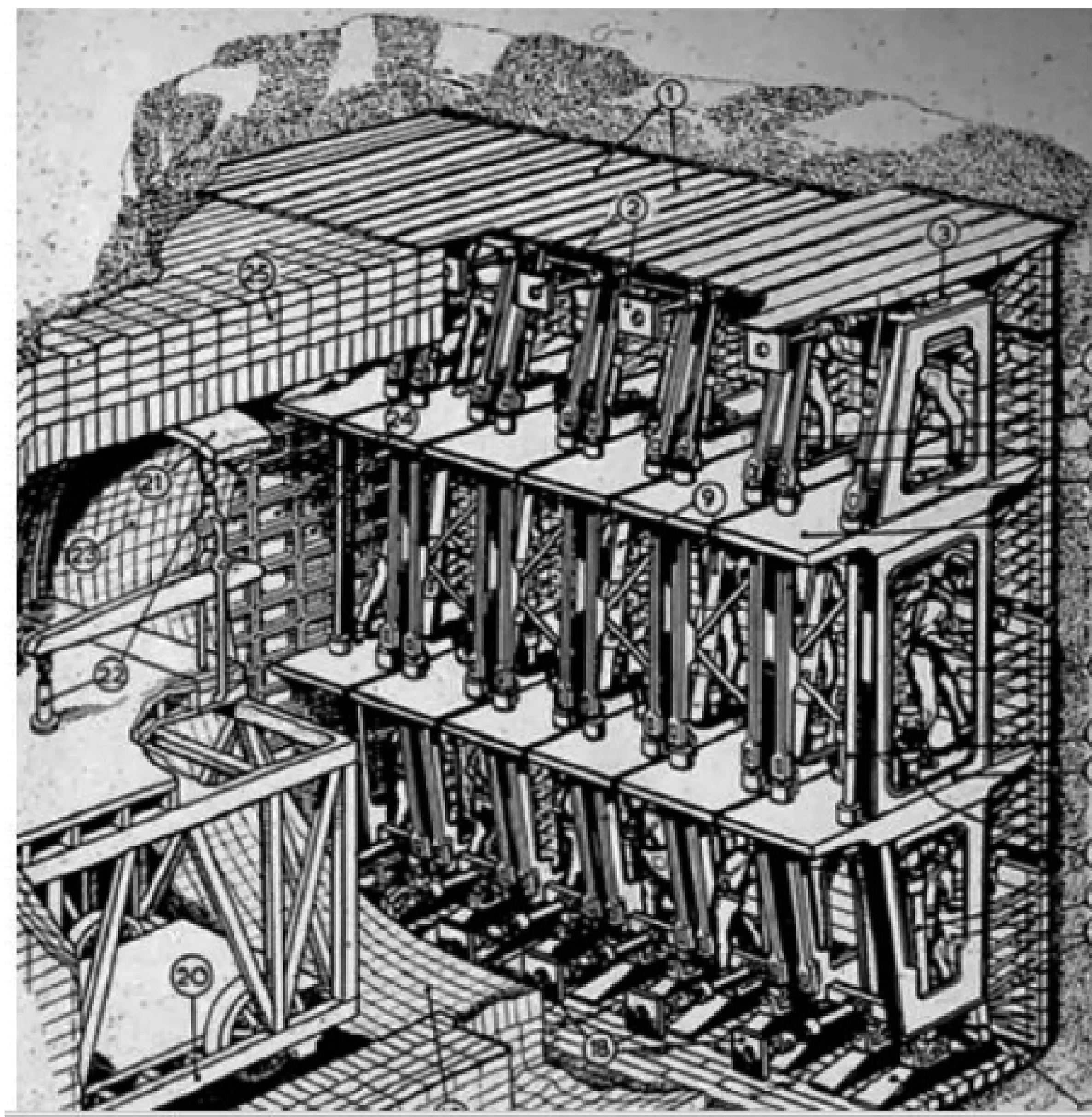


图 1-4 盾构雏形

1988 年开始修建的英吉利海峡隧道，基于法国工程师 Gamond 的设计思路，采用地下盾构施工，为保证修建精度，在机器的控制系统上输入设计路线坐标，在已掘进的隧道壁上和盾构机上安装了用于传递和接收测量坐标的雷射激光接收装置用于指导掘进方向，最终这条海底隧道以 2cm 误差精确贯通。

石太客运专线太行山隧道于 2009 年建成，目前是我国最长的山岭铁路隧道，为双洞单线，全长 27.839km。在建设过程中，采用钻爆法施工，全隧道共设进口 1 个、斜井 9 个、出口 1 个，共 11 处施工通道，在 24 个工作面同时展开施工。

秦岭终南山公路隧道，是我国目前最长的公路隧道，居世界第二，2007 年 1 月 20 日通车，采用双洞四车道，单洞长 18.02km，双洞共长 36.04km，总投资 31.93 亿元。

世界海拔最高的隧道是我国的青藏铁路风火山隧道，它坐落于海拔超过 5000m 的青藏高原风火山上，轨面海拔标高 4905m，全长 1338m，全部位于永久性冻土层内。

1.2.2 地铁发展历史和现状

世界上首条地下铁路系统——伦敦大都会铁路(图 1-5)于 1863 年 1 月 10 日全线通车，运行第一年就载运了 950 万名旅客。由于当时电力尚未普及，所以此地下铁路采用蒸汽机车牵引，又因机车释放出的废气对人体有害，所以当时的设计师脑洞大开，隧道每隔一段距离便要设置与地面打通的通风槽，以满足通风需求。

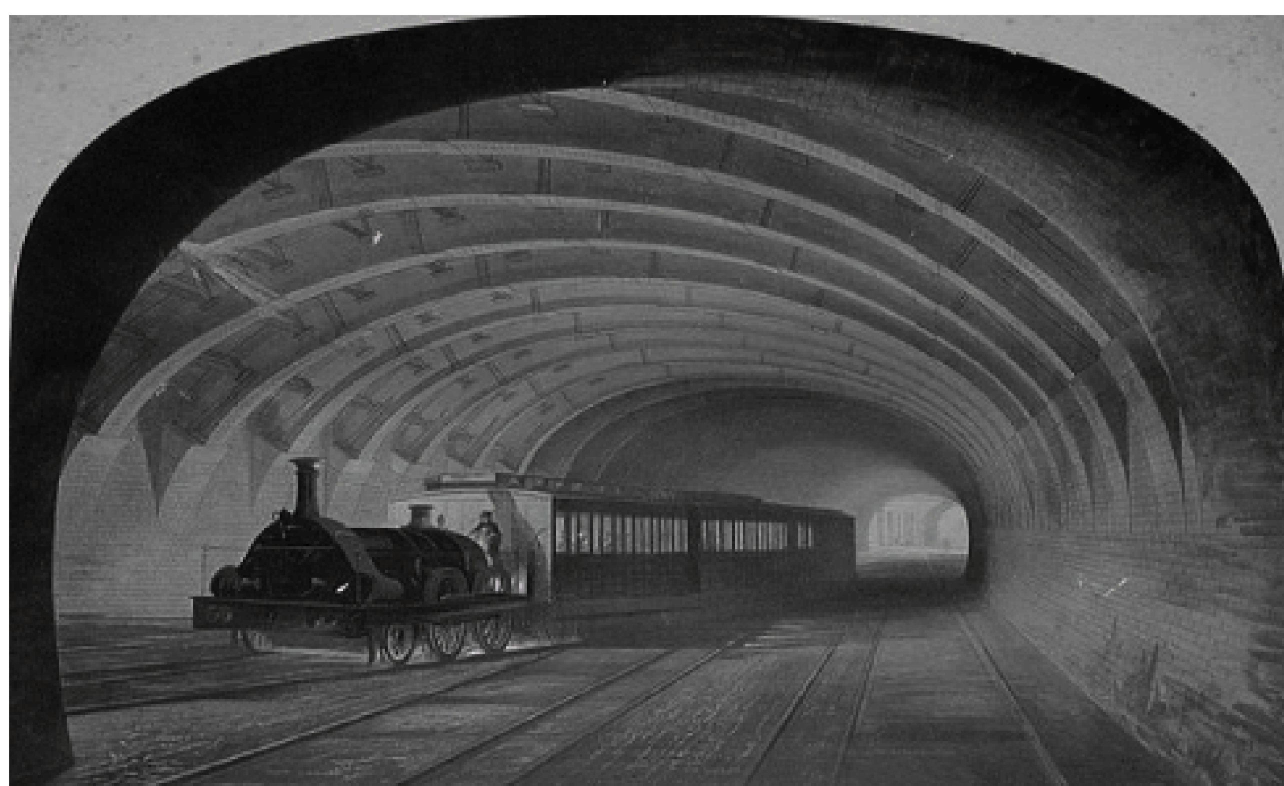


图 1-5 大都会地铁

英国利物浦市于 1886 年开通穿越市中心并跨越默西河的地下铁路，并于 1903 年实现了电气化，是世界上第一条实现电气化的地下铁路。自 19 世纪末至 20 世纪中期，受到当时科技水平以及第一次和第二次世界大战的影响，地铁在各国的发展较为缓慢，虽然英、法、美、日相继建成了地铁线路，但总里程较短。20 世纪 70 年代开始进入城市轨道交通建设高峰期，此后 10 年内全世界共建设了约 1600km 城市轨道交通线路。1976 年，美国旧金山海湾区建成采用全自动操纵的第一条高速地下铁道。据统计，目前世界上已有 40 多个国家和地区的 127 座城市都建造了地铁，线路总长度超过了 7000km。

中国的地铁建设起步较晚，总体来看，其发展经历可分为以下四个阶段。

(1) 起步阶段。20 世纪 50 年代，我国开始筹备北京地铁网络建设，1969 年 10 月建成北京地铁 1 号线，全长 23.6km，该阶段地铁建设除满足运送乘客需求外，主要以人防功能为主。

(2) 发展阶段。20 世纪初至 80 年代，北京、上海、广州等几个大城市规划建设地铁，该

阶段地铁建设开始真正以城市交通为目的。

(3) 调控阶段。20世纪90年代后,国内一批省会城市开始筹划建设地铁。由于项目多且造价高,1995年12月国务院发布国办60号文,暂停了地铁项目的审批,同时国家计委开始研究制定地铁交通设备国产化政策。

(4) 建设高峰期。1999年以后,国家的政策逐步鼓励大中城市发展地铁交通,地铁建设速度大大超过之前的30年。

截至2017年年底,中国大陆已经建成世界上规模最大的地铁网络,有34座城市建成了轨道交通系统,总运营里程达到5033km,地铁占比约70%。

1.3 地铁隧道工程发展前景和趋势

1.3.1 发展前景

随着我国经济的持续发展,综合国力不断增强,高新技术不断发展,交通设施越来越成为制约一个地区经济发展的瓶颈。随着我国高速公路干线网的不断完善,特别是向我国西部多山地区的不断延伸,海南岛与陆地的跨海延伸,以及辽东半岛、胶东半岛之间的跨海连接等都需要巨大的隧道工程作为支撑。这一时期,我国铁路隧道、公路隧道的单体长度及数量记录,都在不断被刷新,港珠澳工程采用桥+水底隧道,5664m海底隧道采用两孔一管廊截面形式,是迄今为止世界上埋深最深、规模最大、单节管道最长的海底公路沉管。在跨海、跨江隧道方面,目前我国国内已对琼州海峡隧道完成了可行性研究,提出了跨越渤海湾连接大连与烟台的海底高速铁路联络通道等大型的交通隧道工程。这几项工程单体投资均在千亿以上,甚至超过2000亿元。按照国务院中长期铁路网规划,在原"四纵四横"的高速铁路基础上,形成以"八纵八横"主通道的高速铁路网。根据规划,到2020年,铁路网规模将达到150000km,其中高速铁路达30000km以上。按此规划,展望到2030年,将继续建设一大批高速铁路和城际铁路隧道,预计总规模在10000km以上。

地下轨道交通方面,随着城市的快速发展,各大中城市交通压力不断增大,地铁这一快捷、大运量、污染少的公共交通系统将成为解决该难题的优选途径之一。据统计,2015年,地铁全年累计完成客运量138亿人次。目前,建成投运或批准建设地铁的城市已达44个,包括:北京、上海、天津和重庆4个直辖市;深圳、厦门、宁波、青岛、大连5个计划单列市;大部分省会城市(部分经济和人口规模较小的省会城市除外);苏州、东莞、佛山、无锡、常州、徐州、南通、芜湖、洛阳、包头等经济人口规模较大的地级市。国家发改委和地方政府批准的轨道交通规划项目也创下了历史新高,2017年,全国轨道交通系统的在建里程达到6246km,获得可行性研究报告批复的轨道交通系统累计投资额达到38756亿元。为控制建设规模、防范财政风险,国务院于2003年下发《国务院办公厅关于加强城市快速轨道交通建设管理的通知(国办发[2003]81号)》,其中对申建地铁城市的要求是地方财政一般预算收入在100亿元以上,国内生产总值达到1000亿元以上,城区人口在300万人以上。在2018年国务院颁布的《关于进一步加强城市轨道交通规划建设管理的意见》中,对申建地铁的城市相关标准的要求进一步提高为一般公共财政预算收入在300亿元以上,地区生产总值3000亿元以上,市区常住人口在300万人以上。

1.3.2 发展趋势

无论是基建规模还是投资力度，中国已经成为世界上最大的地铁隧道国家，并已在世界各国工程建设市场占有一席之地。但在工程技术水平上，我国与世界先进国家仍存在一定的差距。在未来的工程实践中，在不断总结经验教训基础上，应该着重关注以下几个方面。

1. 工程设计和施工技术理论

地铁隧道工程都是建造于岩土介质中的结构物，而目前人们对于岩土介质的性质及岩土介质中结构的共同作用机理还缺乏成熟的规律性认识，地下交通工程设计和施工技术理论不像地面结构那样成熟，与国外发达国家成功的隧道及地下工程施工范例相比，我国虽然初步形成了自主的技术体系，但有些技术标准的研究还不够深入，理论基础还需要加强。

2. 先进机械的消化吸收和研发

国内成熟的隧道施工大型专用机械比较少，很多隧道采用人工操作小型机具进行开挖和支护施工作业。随着大型隧道施工机械国产化程度以及中国劳动力成本的不断提高，今后中国隧道施工的发展方向应该是采用大型机械化配套作业的模式。各种隧道凿岩机、盾构机和微型自动导航地下施工机械的开发和研制，以及先进的各类工法和专家系统的提出，将极大节约人力资源，更好地保证施工安全和质量。

3. 提高隧道建设信息化水平

利用信息化手段对地铁和隧道建设过程中的勘察、设计、施工和监测等方面的数据进行集中、高效管理，借助于虚拟现实、地理信息空间分析等技术手段为地下交通工程的建设、管理、运营和维护等提供信息共享方式，实现对隧道全生命周期的数字化管理是未来的发展方向。随着计算机技术、数据库技术、GIS 技术、空间信息技术、3D 仿真与模拟技术和数控技术等高新技术在地铁隧道研究与应用中的不断深入，以及物联网技术和云计算技术的逐步引入，将隧道的建设和运营全生命周期运用信息化、数字化的手段进行管理是必然的发展趋势。

其中，建筑信息模型(building information modeling，BIM)技术的出现引起了人们更多的关注，已经逐步为我国工程技术人员认识，并开始应用在地铁和隧道的规划设计、施工建造方面，上海、广州、浙江已有成功案例。虽其还存在诸多不足，仍需进一步改进和完善，但与工程进度、成本、质量等结合，对工程建设中减少错误、降低成本有很重要的影响，发展前景巨大。

4. 加强环境保护

应加强环境保护意识，在地铁和隧道工程施工、运营中，应尽量避免产生对环境不利的影响和公害，并采取适当措施，将影响减到可以接受的程度。应逐步建立健全大型地下交通工程施工监测、监控、环境病害预测防治系统。

思考题

1. 简述隧道的定义。
2. 简述地下交通工程分类及其作用。

<<< 第2章

地铁隧道工程地质勘察

一般而言，建设程序分为勘察、设计、施工阶段。其中勘察属于建设程序的一个重要环节。地下工程地质勘察是为查明影响地下工程建筑物的地质因素而进行的地质调查研究工作。所需勘察的地质因素包括地质结构或地质构造：地貌、水文地质条件、土和岩石的物理力学性质，自然(物理)地质现象和天然建筑材料等。这些通常称为工程地质条件。查明工程地质条件后，需根据设计建筑物的结构和运行特点，预测工程建筑物与地质环境相互作用(即工程地质作用)的方式、特点和规模，并作出正确的评价，为设计、施工提供所需的勘察资料，并对存在的岩土工程问题、环境问题进行分析评价，提出合理的设计方案和施工措施，从而使地下工程经济合理和安全可靠。

2.1 工程勘察阶段划分

建设工程项目设计一般分为可行性研究、初步设计和施工图设计三个阶段。为了提供各设计阶段所需的工程地质资料，勘察工作也相应地划分为选址勘察(可行性研究勘察)、初步勘察和详细勘察三个阶段。对于工程地质条件复杂或有特殊施工要求的重要建筑物地基，尚应进行预可行性及施工勘察；对于地质条件简单、建筑物占地面积不大的场地或有建设经验的地区，也可适当简化勘察阶段。各勘察阶段的任务和工作内容简述如下。

1. 选址勘察阶段

选址勘察工作对于大型工程是非常重要的环节，其目的在于从总体上判定拟建场地的工程地质条件是否适宜工程建设项目。一般通过取得几个候选场址的工程地质资料进行对比分析，对拟选场址的稳定性和适宜性作出工程地质评价。在选择场址阶段，应进行下列工作。

(1) 搜集区域地质、地形地貌、地震、矿产和附近地区的工程地质资料及当地的建筑经验；

(2) 在收集和分析已有资料的基础上，通过踏勘，了解场地的地层、构造、岩石和土的性质、不良地质现象及地下水等工程地质条件；

(3) 对于工程地质条件复杂，已有资料不能符合要求，但其他方面条件较好且倾向于选取的场地，应根据具体情况进行工程地质测绘及必要的勘探工作。

选择场址时，应进行技术经济分析，宜避开下列工程地质条件恶劣的地区或地段：①不良地质现象发育，对场地稳定性有直接或潜在威胁的地段；②地基土性质严重不良的地段；

③对建筑抗震不利的地段，如设计地震烈度为8度或9度且邻近发震断裂带的场区；④洪水或地下水对建筑场地有威胁或有严重不良影响的地段；⑤地下有未开采的有价值矿藏或不稳定的地下采空区上的地段。

选址勘察阶段主要侧重于收集与研究已有的文献资料，通过踏勘，对各个可能方案作实地调查，并对不良地质地段等重要工点进行必要的勘探，大致查明地质情况。

2. 初步勘察阶段

初步勘察阶段是在选定的建设场址上进行的。根据工程地质条件，优选路线方案，在路线基本走向范围内，对可能作为地下工程的区间进行初勘，重点勘察不良地质地段，以明确地下工程能否通过或如何通过，为初步设计提供所需全部工程地质资料。

初步勘察工作步骤可按收集资料、工程地质选定地下工程的线位、勘探和测试、资料整理等顺序进行。

(1) 收集资料：初勘也应收集已有资料，包括可行性研究报告，取得地下工程所在位置的初步总平面地形图及有关工程性质、规模的文件。

(2) 工程地质选定地下工程线位：初勘工作的任务是选择经济合理、技术可行的最优位置方案。初步查明地层、构造、岩石和土的性质；地下水埋藏条件、冻结深度、不良地质现象的成因和分布范围及其对场地稳定性的影响程度和发展趋势。当测区内的工程地质条件比较复杂，应从工程地质观点来选定地下工程线位的概略位置，充分研究并掌握沿线的工程地质条件，尽可能提出有价值的方案进行比较，将地下工程选定在地质情况比较好的区间内，以避免在详测时因工程地质问题发生大的方案变动。

(3) 勘探和测试：初步勘察时，在搜集分析已有资料的基础上，还应根据需要和场地条件进行工程勘探、测试以及地球物理勘探工作。

(4) 资料整理：工程地质勘察的原始资料，包括调查、测绘、勘探、试验等资料，并按有关规定填写，进行复核与检查。应提交的资料包括图件、文字等资料，要求清晰正确，并符合有关设计文件编制办法的规定。

地铁隧道工程中的初步勘察应提交以下资料：①隧道工程地质说明书，对地质工作做一扼要叙述，并做出评价；②提出对隧道初步设计的建议及以后详测应进行的工作；③隧道工程地质平面图，图上应填绘物探、钻探等平面布置及探点位置；④隧道工程地质纵断面图，图中应标明勘探点，进行震探时应标明岩层的弹性纵波波速；⑤洞口、洞身工程地质横断面图，应标明勘探点，进行震探时应标明岩层的弹性纵波波速，提供钻孔地质柱状剖面图和试验资料汇总表；⑥航空照片地质解释资料及工程地质照片、野外素描图等；⑦严重影响隧道方案的特殊地质、不良地质地区，应编制专项资料。

3. 详细勘察阶段

在初步设计完成之后，应进行详细勘察，为施工图设计提供资料。此时已基本查明场地的工程地质条件。所以详细勘察的目的是提出设计所需的工程地质条件的各项技术参数，对建筑地基作出岩土工程评价，为基础设计、地基处理和加固、不良地质现象的防治工程等具体方案作出论证和结论。

详细勘察阶段主要有以下工作要求。

(1) 取得附有坐标及地形的建筑物总平面布置图,地下建筑物的性质、规模、尺寸和预计埋置的深度等及其他特殊要求。

(2) 查明不良地质现象的成因、类型、分布范围、发展趋势及危害程度,提出评价与整治所需的岩土技术参数和整治方案建议。

(3) 查明建筑物范围各层岩土的类别、结构、厚度、坡度、工程特性和稳定性等。

(4) 对抗震设防烈度大于或等于 6 度的场地,应划分场地土类型和场地类别。对抗震设防烈度大于或等于 7 度的场地,尚应分析预测地震效应。

(5) 查明地下水的埋藏条件,判定地下水对建筑材料的腐蚀性。当有降水设计时,尚应查明水位变化幅度与规律,提供地层的渗透性系数。

(6) 提供为深基坑开挖的边坡稳定计算和支护设计所需的岩土技术参数,论证和评价基坑开挖、降水等对邻近工程和环境的影响。

详细勘察的主要手段以勘探、原位测试和室内土工试验为主,必要时可以补充一些地球物理勘探、工程地质测绘和调查工作。详细勘察的勘探工作量,应按场地类别、建筑物特点及建筑物的安全等级和重要性来确定。对于复杂场地,必要时可选择具有代表性的地段布置适量的探井。

详勘完成后,应提交下列资料:①详勘说明书,根据详勘提出对设计及施工方案的建议;②地质详勘成果书,包括地质平面图及剖面图,重大地质问题的评介;③钻探、试验资料整编等。

2.2 工程勘察的方法和手段

地下工程勘察的方法,主要有资料收集、调查与测绘、工程地质勘探、原位测试和实验室试验、现场检测与监测等。随着科学技术的进步,越来越多的新技术在隧道勘察工作中得到发展和应用。

2.2.1 资料收集

地下工程工程地质勘察各阶段的准备工作,是根据勘测任务的要求,配备必要的专业人员,收集及研究有关资料,了解现场情况,并做好勘察仪器等的准备。其中,收集和研究地下工程所处地区的既有的有关资料,不仅是外业工作之前准备工作的重要内容,也是地下工程勘察的一个主要方法。

收集的资料一般应包括以下几方面内容:

(1) 地域地质资料,如地层、地质构造、岩性、土质等。

(2) 地形、地貌资料,如区域地貌类型及主要特征、不同地貌单元与不同地貌部位的工程地质评价等。

(3) 区域水文地质资料,如地下水的类型、分带及分布情况、埋藏深度、变化规律等。

(4) 各种特殊地质地段及不良地质现象的分布情况、发育程度与活动特点等。

(5) 地震资料,如沿线及其附近地区的历史地质情况,地震烈度、地震破坏情况及其与地貌、岩性、地质构造的关系等。

(6) 气象资料，如气温、降水、蒸发、温度、积雪、冻积深度及风速、风向等。

(7) 其他有关资料，如气候、水文、植被、土壤等。

(8) 工程经验、区内已有公路、铁路等其他土建工程的工程地质问题及其防治措施等。

2.2.2 调查与测绘

调查与测绘是工程地质勘察的主要方法。通过观察和访问，对地下工程通过地区的工程地质条件进行综合性的全面研究，将查明的地质现象和获得的资料填绘于有关的图表与记录本中，这种工作统称为调查测绘(调绘)。

1. 工程地质调查与测绘

地下工程工程地质测绘，一般可在沿线两侧带状范围内进行，通常采用沿线调查的方法。对不良地质地段及地质条件复杂的路段，应扩大调绘范围，以提出完整可靠的地质资料。

1) 工程地质调查

工程地质调查分为直接观察和访问群众两种方式。

(1) 直接观察是工程地质调查最重要最基本的方法，主要利用自然迹象和露头，进行由此及彼、由表及里的观察分析工作，以达到认识隧道通过地带工程地质条件的目的。

在工程地质调查中，常采用地貌学和地植物学的方法观察分析有关自然现象。前者根据地貌的形态特征推断其形成原因和条件，并评价其工程地质条件；后者根据植物群落的种属、分布及其生态特征，推断当地的气候、土质及水文地质等条件。

(2) 访问当地群众是工程地质调查常用的方法。为使调查访问获得较好的结果，一般应选择合适的对象，通常应对年老者且对所调查的问题有切身经历的人进行仔细询问，认真听取各处意见，并对所提供的情况进行核对、分析和判断。

2) 工程地质测绘

工程地质测绘是在一定范围内调查、研究与工程建设活动有关的各种工程地质条件，测制成一定比例尺的工程地质图，分析可能产生的工程地质作用及其对设计建筑物的影响，为勘探、试验、观测等工作的布置提供依据。测绘范围和比例尺的选择，既取决于建筑区地质条件的复杂程度和已有研究程度，也取决于建筑物的类型、规模和设计阶段。

工程地质测绘通常是以一定比例尺的地形图为底图，以仪器测量方法来测制。采用卫星相片、航空相片和陆地摄影相片，通过室内判读调绘成草图，到现场有目的地复查，与进一步的照片判读反复验证，可以测制出更精确的工程地质图；并可提高测绘的精度和效率，减少地面调查的工作量。测绘的比例尺可在以下范围内选用：选址阶段，1∶50000～1∶5000；初勘阶段，1∶10000～1∶2000；详勘阶段，1∶2000～1∶200。

工程地质测绘包括以下基本方法。

(1) 路线法：沿着一些选择的路线穿越测绘场地，并把观测路线和沿线查明的地质现象、地质界线填绘在地形图上。路线形式有直线形与S线形等。采用路线法测绘的两个关键环节是观测路线的布置和观测点的选择。观测路线的布置除应沿地下工程中线进行调查测绘外，尚应在路线及两侧布置观测路线，以求在需要测绘的范围内获得足够的资料绘制工程地质图，可用于各比例尺测绘。

(2) 布点法：根据地质条件复杂程度和不同的比例尺，预先在地形图上布置一定数量的观测点及观测路线，适用于大、中比例尺测绘。

(3) 追索法：沿地层、构造和其他地质单元界线布点追索，以便查明某些局部的复杂构造，多用于中、小比例尺测绘。

2. 水文调查

地铁隧道受地下水的影响后主要出现两种现象：一是地下水涌水，这将恶化围岩稳定状态，导致施工困难，增大工程造价；二是地表枯水，造成工业用水及饮水困难。因此，必须进行调查预测。

1) 地下水涌水调查

(1) 调查内容：地下水的类型及其与地表水的相互补给关系，地下水的动态变化规律，地下水的流量、流向及水质等。

(2) 要预测地下水的涌水量，应调查洞室中心线上的“谷”及“梁”的分布情况。一般情况下，“谷”附近涌水多，“梁”附近涌水较少。应收集已建工程的涌水资料、单位流域的枯水量和比流量等资料。

(3) 所有的水文地质勘察都可以利用钻探的成果。在钻探过程中，如果发现有含水层时，应特别注意其水位(有两个以上含水层存在时要分层考虑)、涌水量、钻进中的漏水情况、钻孔壁坍塌情况等。可以利用钻孔进行抽水试验及各种探测，也可以利用岩芯做渗透试验等。所有试验成果都可用于分析地层的渗透性及坍塌性的有用资料。利用钻孔还可以测量含水层的静水位及压力水位。

2) 枯水调查

地下水枯水调查，主要是调查地下水的利用状况(使用时间、水量等)、地下水季节性变化以及雨后变化等内容。调查的目的是要明确由于修建地下工程而使地下水及供水受到的影响，是否造成工业用水及饮水困难，应调查清楚施工前的状况。枯水问题有时会对社会产生巨大的影响，所以调查也要考虑到将来的水利规划远景。

2.2.3 工程地质勘探

工程地质勘察方法包括工程地球物理勘探、钻探和坑(槽)探工程等。

1. 工程地球物理勘探

工程地球物理勘探简称工程物探，其目的是利用专门仪器测定各类岩、土体或地质体的密度、导电性、弹性、磁性、放射性等物理性质的差别，通过分析解释、判断地面下的工程地质条件。它是在测绘工作的基础上探测地下工程地质条件的一种间接勘探方法。工程物探按工作条件分为地面物探和井下物探(测井)；按被探测的物理性质可分为电法勘探、电磁法勘探、地震勘探、声波探测、重力勘探、磁力勘探与放射性勘探等方法。工程地质勘察中最常用的地面物探为电法中的视电阻率法、地震勘探中的浅层折射法及声波勘探等。

电法勘探是通过仪器测定岩、土导电性的差异来判断地下地质情况。当地层间具有一定的导电性差异，所测地层具有一定的长度、宽度和厚度，相对的埋藏深度不太大；地形较平坦，游散电流与工业交流电等干扰因素不大时，电法勘探能取得较好的效果。

地震勘探是根据岩、土弹性性质的差异，通过人工激发的弹性波的传播来探测地下地质情况的一种物探方法。利用地下介质弹性和密度的差异，通过观测和分析大地对人工激发地震波的响应，推断地下岩层的性质和形态的地球物理勘探方法叫做地震勘探。地震勘探是钻探前勘测石油与天然气资源的重要手段，在煤田和工程地质勘查、区域地质研究和地壳研究等方面得到广泛应用。地震勘探直接利用岩石的固有性质（密度与弹性），较其他物探方法准确，且能探测很大深度，在工程地质勘探中主要用于探测覆盖层的厚度、岩层的埋藏深度及厚度、断层破碎带的位置及产状等，研究岩石的弹性，测定岩石的弹性系数等。地震勘探的原理是在地表以人工方法激发地震波，在向地下传播时，遇有介质性质不同的岩层分界面，地震勘探地震波将发生反射与折射，在地表或井中用检波器接收这种地震波。收到的地震波信号与震源特性、检波点的位置、地震波经过的地下岩层的性质和结构有关。通过对地震波记录进行处理和解释，可以推断地下岩层的性质和形态。地震勘探在地层的详细程度和勘查的精度上都优于其他地球物理勘探方法。地震勘探的深度一般从数十米到数十千米。地震勘探的难题是分辨率的提高，高分辨率有助于对地下进行更精细的构造研究，从而更详细了解地层的构造与分布。地震勘探包括反射法、折射法和地震测井（见钻孔地球物理勘探，如图 2-1 所示）。三种方法在陆地和海洋均可应用。当研究很浅或很深的界面，寻找特殊的高速地层时，折射法比反射法有效（图 2-2）。折射法必须满足下层波速大于上层波速的特定要求，使其应用范围受到限制。反射法只要求岩层波阻抗有所变化即可满足其测试要求，适用范围广泛，是地震勘探中常用方法之一。

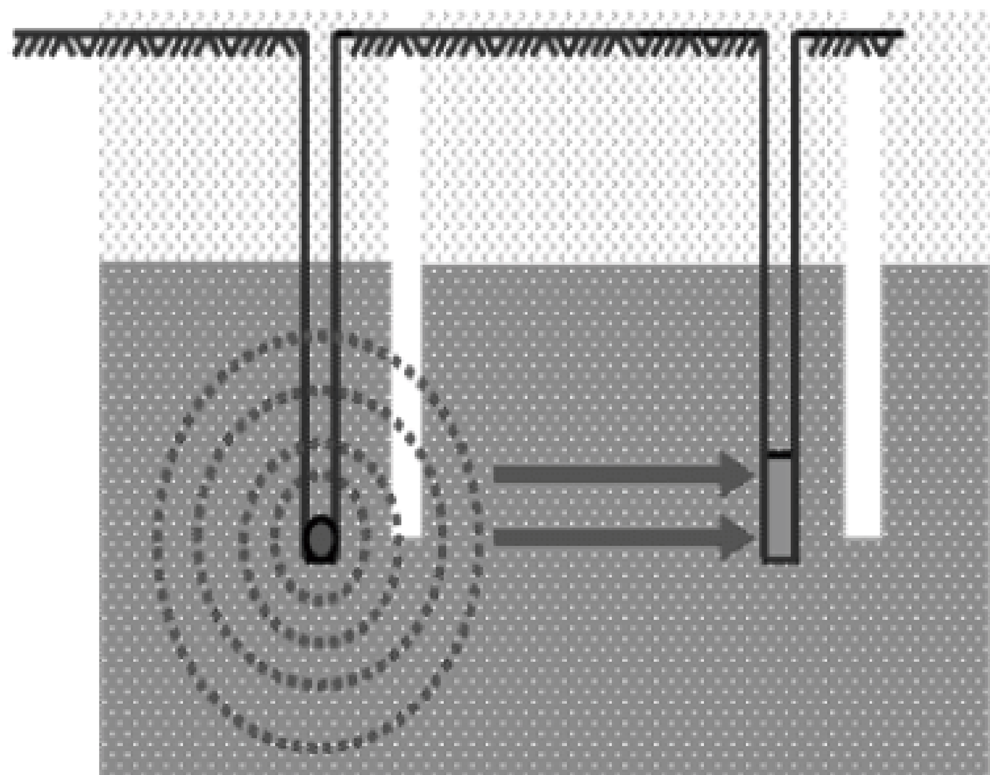


图 2-1　钻孔探测



图 2-2　折射法

地质雷达（电磁法勘探），是利用高频电磁脉冲波的反射探测地层构造和地下埋藏物体的电磁装置，故又称为探地雷达。通过发射天线向地下辐射宽带的脉冲波，在地下传播中遇到不同介质的介电常数以及导电率存在差异时，将在其分界面上发生反射，返回地表的电磁波被接收天线接收，根据接收到的电磁波的波形、振幅强度和时间的变化等特征推断地下介质的空间位置、结构、形态和埋藏深度。探地雷达可用于检测各种材料的组成，如岩石、泥土、砾石以及人造材料如混凝土、砖、沥青等。雷达可确定金属或非金属管道、下水道、缆线、缆线管道、孔洞、基础层、混凝土中的钢筋及其他地下埋件的位置，还可检测不同岩层的深度和厚度，并常用于地面作业开工前对地面进行广泛的调查。

物探的优点在于能经济而迅速地探测较大范围，且通过不同方向的多个剖面获得的资料是三维的。以这些资料为基础，在控制点和异常点上布置勘探、试验工作，既可减少盲目性，又可提高精度。测井则可增补钻探工作所得资料，并提高其质量。开展多种方法综合物

探，根据综合成果进行对比分析，可以显著提高地质解释的质量，扩大物探解决问题的范围，缩短工程地质勘探周期并降低其成本。物探适用于地质体之间的物理状态（如破碎程度、含水率、喀斯特化程度）或某种物理性质有显著差异的地质状况。

2. 坑（槽）探

坑探是用机械或人力垂直向下掘进的土坑或探井以查明地质状况的方法。坑探断面根据开口形状可分为圆形、椭圆形、方形、长方形等。它的选用应根据土层性质、用途及深度而定。探坑深一般为 2～3m。

槽探是指挖掘成狭长的沟槽来查明地质状况的方法，其宽度一般为 0.6～1.0m，长度视需要而定，深度通常小于 2m。槽探适用于基岩覆盖层不厚的地方，常用来追索构造线，查明坡积层、残积层的厚度和性质，揭露地层层序等。槽探一般应垂直于岩层走向或构造线布置（图 2-3）。

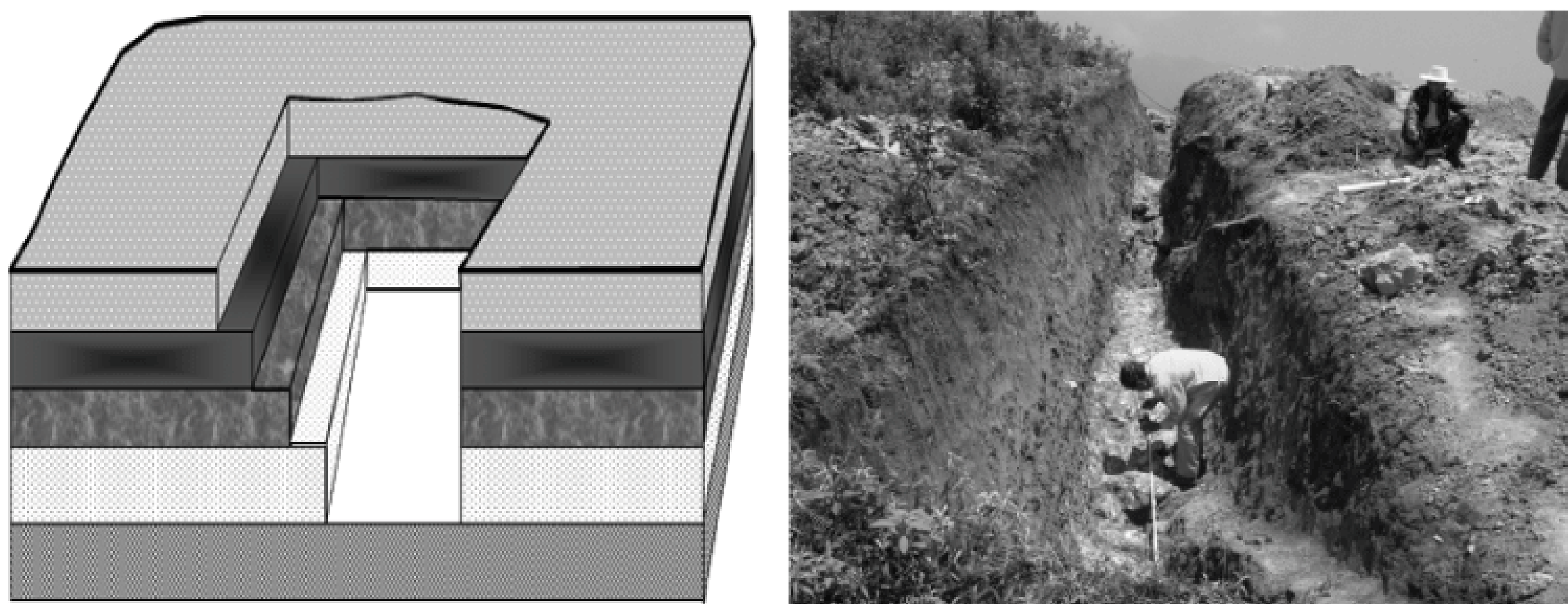


图 2-3 坑（槽）探工程示意图

3. 钻探

钻探是采用钻探机械钻进，直接揭露建筑物布置范围和影响深度内的工程地质条件，为工程设计提供准确的工程地质剖面的勘察方法。其任务是：查明建筑物影响范围内的地质构造，了解岩层的完整性或破坏情况，为建筑物探寻良好的持力层（承受建筑物附加荷载的主要部分的岩土层）和查明对建筑物稳定性有不利影响的岩体结构或结构面（如软弱夹层、断层与裂隙）；揭露地下水并观测其动态；采取试验用的岩土试样；为现场测试或长期观测提供钻孔。

1）简易钻探

简易钻探是工程地质勘探中经常采用的方法，如图 2-4 所示。其优点是工具轻、体积小、操作方便，进尺较快，劳动强度较小。缺点是不能采取原状土样或不能取样，不易钻进密实或坚硬的地层内。常用的简易钻探工具有小螺纹钻、钎探、洛阳铲等。

2）深孔钻探

在工程地质勘察工作中，深孔钻探是广泛采用的一种最重要的勘探手段，它可以获得深部地层的可靠地质资料，如图 2-5 所示。一般是在坑探、简易钻探不能达到目的时采用。为保证工程地质钻探工作质量，避免漏掉或寻错重要的地质界面，在钻进过程中，不应放过任何可疑的地方，并对所获得的地质资料进行准确的分析判断。地面观察所得的地质资料可用来指导钻探工作，校核钻探结果。



图 2-4 简易钻探及钻探取芯



图 2-5 大型钻探示意图

钻探比坑探工效高，受地面水、地下水及探测深度的影响较小，故应用较广。但不易取得软弱夹层岩芯和河床卵砾石层样品，钻孔也不能用来进行大型现场试验。因此，有时需采用大孔径钻探技术，或在钻孔中运用钻孔摄影，孔内电视或采用综合物探测井以弥补其不足。但在关键部位，还需采用便于直接观察和测试目的层的平洞、斜井、竖井等坑探工程。

钻探和坑探的工作成本高，故应在工程地质测绘和物探工作的基础上，根据不同工程地质勘探阶段需要查明的问题，合理设计洞、坑、孔的数量、位置、深度、方向和结构，以尽可能少的工作量取得尽可能多的地质资料，并保证必要的精度。

2.2.4 原位测试和实验室试验

测试和试验是获得工程地质设计和施工参数，定量评价工程地质条件和工程地质问题的直接手段，是工程地质勘察的组成部分。室内试验包括岩、土体样品的物理性质、水理性质和力学性质参数的测定。现场原位测试包括触探试验、承压板荷载试验、原位直剪试验以及地应力测量等。

对于地铁隧道这种大型建筑物的设计阶段，且易于取得岩、土体试样的情况下，往往采用实验室试验。但室内试验试样小，缺乏代表性，且难以保持天然结构。所以，为重要建筑物的初步设计至施工图设计提供上述各种参数，必须在现场对有代表性的天然结构的大型试样或含水层进行测试。对液态软黏土、疏松含水细砂、强裂隙化岩体或不能得到原状结构试样的岩土体，必须进行现场原位测试，以获取有关物理力学参数。

2.2.5 现场检测与监测

现场检测与监测是用专门的观测仪器对建筑区工程地质条件各要素，或对工程建筑活动有重要影响的自然（物理）地质作用，以及某些重要的工程地质作用随时间的发展变化，进行长时期的重复测量的工作。观测的主要内容有岩（土）体位移范围、速度、方向；岩（土）体内地下水位变化；岩体内破坏面上的压力；爆破引起的质点速度；峰值质点加速度；人工加固系统的荷载变化等。此项工作主要是在论证建筑物施工图设计的详细勘察阶段进行，对工程地质作用的观测则往往在施工和建筑物使用期间进行。长期观测取得的资料经整理分析后，可直接用于工程地质评价，检验工程地质预测的准确性，对不良地质作用及时采取防治措施，确保工程安全。

2.3 工程地质条件分析与评价



2-1 隧道工程地质勘察报告

地铁和隧道工程地质条件分析评价应对一切可能影响工程安全的地质问题进行分类研究，除对隧址区已有的工程地质问题认真分析评价外，还应研究环境工程地质问题与地下工程之间的相互关系，给出建设可能诱发的环境及环境工程地质问题。对于山岭隧道而言，主要的工程地质问题包括滑坡、膨胀岩、断裂构造及断层破碎带、高初始应力、偏压问题、高地温、岩溶、放射性、有毒有害气体等。当隧道通过存在上述某种或几种工程地质问题并存的地段时，就必须对其进行分析研究评价，主要包括以下内容。

（1）重点查明滑坡滑动面位置、产状，为设计确定隧道位置提供依据。

（2）膨胀岩多见于黏土、页岩、泥质砂岩，应重点研究膨胀性岩的分布产状、膨胀潜势，分析评价其对隧道工程安全和稳定性的影响。

（3）重点研究大型断裂构造是否为活动断裂，对于隧道，还应尽量避开断层破碎带，特别是穿越含水丰富的破碎带时，隧道应与之垂直或大角度斜交通过。

（4）高初始应力会导致隧道洞壁岩体在开挖过程中时有饼化、岩爆等不良现象的发生，造成隧道成洞性差。

（5）地温高低与埋深有关，随埋深增大而递增，高地温对地下工程有重要影响。

（6）应重点查明洞身不同地段的岩溶发育程度和分布规律、岩溶洞穴的形态规模、含水特性、岩溶水富水程度、补给排泄条件。

（7）对于花岗岩等岩浆岩类地层，或存在放射性物质地区的隧道，应加强勘察和监测，分析其发生岩爆的可能性或放射性程度，保证施工安全。

（8）应查明有毒有害气体的含量、压力、性质，并判断其对隧道施工、运营的影响。

思考题

1. 简述勘察的阶段划分及其主要内容。
2. 简述工程地质勘察方法和手段及其特点。

第3章 地铁线路设计和车站建筑设计

地铁是铁路运输的一种形式，指在地下运行为主的城市轨道交通系统。目前轨道交通形式分为地铁和轻轨。首先，地铁和轻轨的运送能力不同，运送能力用高峰小时单向最大客运量来表示，地铁的高峰小时单向最大客运量为3万～7万人次，轻轨的高峰小时单向最大客运量为1万～3万人次。其次，二者车辆的轴重和尺寸不同，地铁车的轴重普遍大于13t，而轻轨车普遍小于13t。地铁车宽度一般为2.8～3.0m，轻轨车宽度一般为2.3～2.6m。另外，地铁与轻轨在列车编组数量、车辆定员、最高运行速度等方面也存在区别。地铁适合于中心城区，以地下线路敷设方式为主；轻轨适合于市郊、城际间，多以高架或部分地面线路方式敷设，前者造价高于后者。



3-1 地铁客流预测案例

3.1 地铁选线和规划

3.1.1 地铁线路设计原则和标准

1. 总体原则

(1) 车站总体布置应符合城市规划、城市交通规划、环境保护和城市景观的要求，最大限度地吸引客流。车站设计应以人为本，实现乘降安全、疏导迅速、环境舒适、布置紧凑、便于管理的功能要求。

(2) 车站设计应妥善处理城市交通、地面建筑、地下管线、地下构筑物的相互关系，做好综合平衡，尽量减少房屋拆迁、管线迁移和施工时对地面建筑物、城市交通、商业活动及市民的影响。

(3) 车站设计应根据实际情况和需求，结合车站和过街客流组织，充分利用地下、地上空间，进行综合开发。与车站合建或与车站相连通的公共建(构)筑物应满足消防设计要求。

(4) 在满足城市规划要求前提下，应尽量减小地下车站的埋设深度，以降低车站造价。车站的出入口、风亭位置应配合城市道路、建筑、公交的规划和环境保护的要求进行布设，尽量与地面建筑合建，以减小对周边景观的影响。

(5) 车站规模应根据控制期或远期最大设计客流量、行车密度和车站本身行车管理、设备用房的需要来控制，并按远期预测客流和行车密度进行核算。

(6) 车站设计应合理组织客流，减少交叉干扰，方便乘客进站、迅速出站。站厅、站台、通道、出入口、自动扶梯、楼梯、售检票等设备通过能力与客流相匹配，满足事故紧急疏散客

流的需要。出入口进入站厅处,应保证有足够的集散面积,每个出入口宽应与其分向客流相匹配。

(7) 换乘车站应做好规划设计,对换乘方式、换乘距离和换乘时间等方面进行综合评价。在工程实施中,属于近期建设的车站,其换乘节点的土建工程宜一次建成,统一利用两站地下空间和设备资源共享。属于远期建设的车站,宜作预留换乘条件和后期施工条件。

(8) 全线应考虑无障碍设计,设置导盲道、无障碍电梯、残障人士专用厕所等。

(9) 车站平面设计应功能分区合理、布局紧凑,便于运营管理和设备布置,车站内应具有良好的通风、照明、卫生、防灾等条件。

(10) 车站装修设计应简洁、明快、美观、大方,广泛采用新工艺、新材料、新技术以体现现代交通建筑的特点,同时应满足防火、防潮、防腐、耐擦洗、便于维修的要求。

(11) 车站结构设计应根据结构类型、使用条件、荷载特性、施工工艺等条件进行,并考虑沿线的工程水文地质、总体规划要求、环境条件,对技术、经济、环保和使用效果作综合比较。

(12) 车站结构设计除满足城市规划、施工、运营、防火、防水、防杂散电流的要求外,尚应具有足够的耐久性,地铁工程设计使用年限为 100 年,车站结构安全等级为一级。

地铁线路的设计阶段一般可分为三个阶段:总体性的方案设计、初步方案设计和施工图设计。各个城市的情况不同,设计阶段的划分也不同,如广州、南京等城市按三阶段设计,北京、上海采取两阶段设计。

2. 设计标准

1) 设计年限

城市轨道交通设计经常要涉及设计年限,根据《地铁设计规范》(GB 50157—2013)的有关规定,设计年限分为初期、近期和远期,具体的时段划分规定如下:初期可按建成通车后第 3 年确定,初期高峰断面客流大运量线不应小于 1 万人次,中运量线不应小于 0.6 万人次。近期按建成通车后第 10 年确定,远期按建成通车后第 25 年确定。

2) 线路类别

地铁线路按其在运营中的作用分为正线、辅助线和车场线。

(1) 正线即地铁列车载客运行线路。采用右侧行车的双线线路,标准轨距 1435mm。按照《地铁设计规范》(GB 50157—2013),对于南北走向的线路,通常将由南向北的方向定义为上行方向,反之为下行方向;东西走向的线路,将由西向东的方向定义为上行方向,反之为下行方向;对于环形线路,将列车在外侧轨道线的运行方向定义为上行方向,内侧轨道线的运行方向定义为下行方向(图 3-1)。

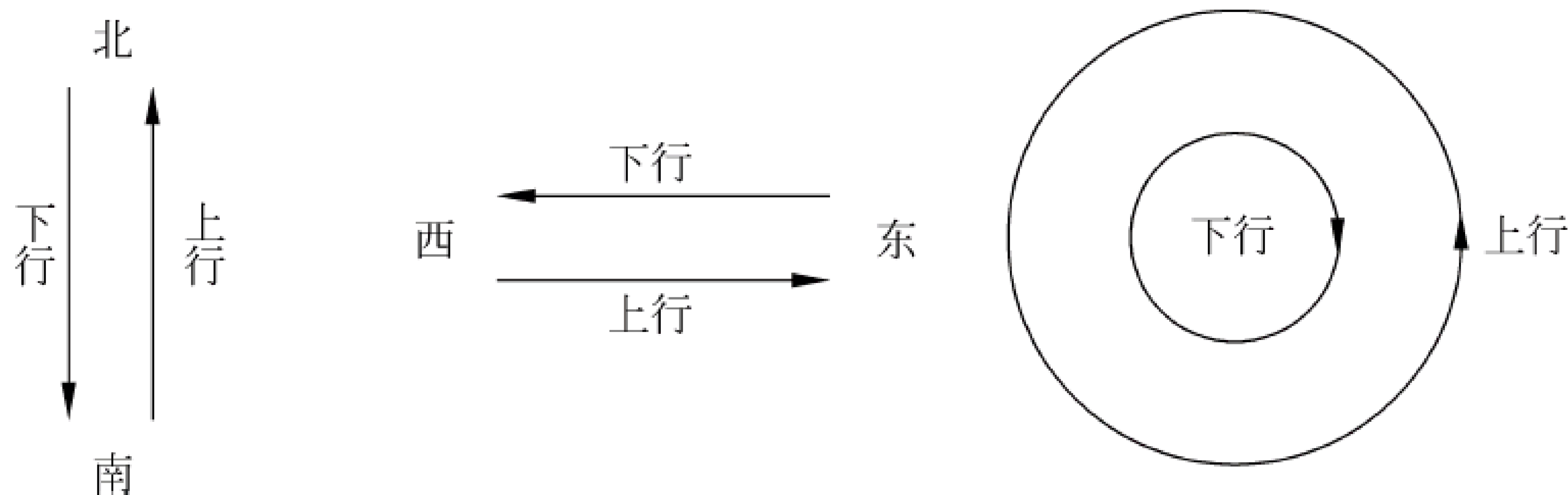


图 3-1 地铁运行方向

(2) 辅助线是指除正线外,为空载列车提供折返、停放、检查、转线及出入段作业的线路,包括折返线、临时停车线、渡线、车辆段出入线、联络线等。

(3) 车场线是指场区内的作业线路。

3) 设计行车速度

《地铁设计规范》(GB 50157—2013)规定:地铁最高设计行车速度为100km/h,国内既有、新建地铁多数采用80km/h。

4) 列车运行间隔

地铁设计年限的列车运行间隔,应根据各设计年限预测客流量、列车编组及列车定员、系统服务水平、系统运输效率等因素综合确定。初期高峰时段列车最小运行间隔不宜大于5min,平峰时段最大运行间隔不应大于10min。远期高峰时段列车最小运行间隔不宜大于2min,平峰时段最大运行间隔不宜大于6min。

3.1.2 地铁路网规划

1. 路网设计原则

地铁路网规划必须纳入城市总体规划,应对各方面的因素进行周密的考虑,从长远发展的角度搞好路网规划。路网规划设计一般包括以下基本原则:

(1) 路网规划必须符合城市的总体规划,并具有一定的前瞻性;

(2) 路网规划的线路走向应该和城市的客流预测相结合,并与主客流方向相一致;

(3) 线路规划尽量贯穿连接城市中心,并沿城市主干道布设;

(4) 车站规划和选址应设置在大的客流集散点,一般在市中心和居民稠密地区宜按1km左右确定车站间距,市郊可根据情况适当加大站间距离;

(5) 线网应布置均匀,密度适当,换乘方便,"时距"最短;根据国内外经验,市区两平行网线间的距离一般为1400m左右;

(6) 轨道交通路网应与公交线网有机衔接,优势互补;

(7) 路网上各条线的客流力求均匀,避免个别线路负荷过大或过小;

(8) 为避免集中在市中心区换乘,环不宜大,特别要注意环线本线要有一定的客流;

(9) 车辆段选址应先近后远,避免过长的出入线,注意节约用地。

轨道交通线网应按以下基本步骤进行设计:①选择轨道交通发展模式后,拟定线网规模;②建立城市的初始研究对象——交通网络;③分析交通网络客流特征;④设计轨道交通初始线网方案;⑤分析线网方案;⑥进行方案评价、比较和筛选;⑦更新及优化方案。

2. 路网基本结构

路网结构是指根据城市规划现状与规划情况编制的路网中各条线路所组成的几何形状。路网结构形式一般与城市道路网结构形式相适应,主要考虑客流的主方向。从几何形状来区分,路网结构形式基本类型主要包括放射形(星形)、放射形网状、放射形环状、棋盘式(格栅网状)、棋盘加环线、对角线形、混合形等,如图3-2~图3-7所示。不同的路网结构形式,因其运输特性不同,对城市人口分布的影响也不同,因此对城市结构的影响也不同,如表3-1所示。

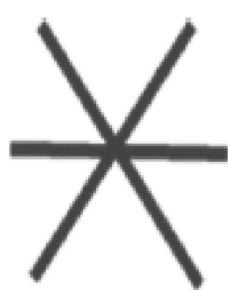


图 3-2 放射形路网简化基本形状

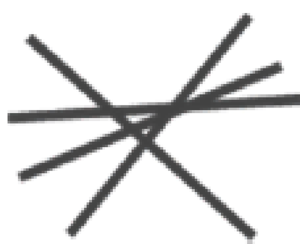


图 3-3 放射形网状简化基本形状



图 3-4 放射形环状简化基本形状

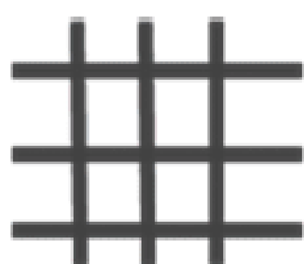


图 3-5 棋盘式简化基本形状



图 3-6 棋盘网状简化基本形状

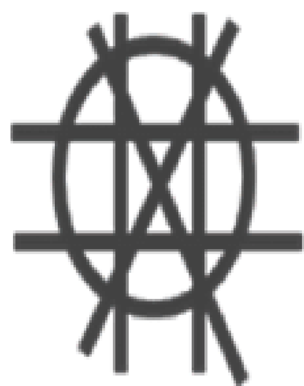


图 3-7 棋盘环线加对角线简化基本形状

表 3-1 各种路网结构的优缺点

路网结构形式	优　　点	缺　　点
放射状(星形)	直接换乘,郊区与市中心联系方便,一次换乘直达目的地	换乘客流大,干扰大;换乘站施工难度大,成本高;副中心联系不方便
棋盘式	市中心分布均匀,回路连通性好,方便换乘,客流均匀,运输能力高	二次换乘多;市郊与市中心无径向线路,出行不便
放射网状	市中心换乘方便、连通性好,市郊到市中心出行方便	市郊之间发生联系时,需到市中心换乘,导致乘客多走弯路
放射环状	整个路网连通性好,缩短市郊间的出行里程和时间,疏散市中心客流	—
棋盘加环状	提高直达性,减少换乘,改善环外平行线间乘客换乘,减小市中心线路负荷	—

3. 路网客流量预测

客流量是城市轨道交通规划、设计、建设及运营各环节的基本依据,客流预测是城市轨道交通建设中十分重要的环节,是各项设计工作的基础,预测结果的可靠与否直接关系到城市轨道交通的建设投资、运营效率和经济效益。

在工程可行性研究阶段,项目决策对城市轨道交通工程造价的影响度可达 80%～90%,而客流量又是决定城市轨道交通工程必要性和可行性的重要参数,因此在这个阶段,客流预测工作做得科学细致,可以使城市轨道交通修建方面的许多不合理因素得到控制。

对于城市轨道交通运营来说,如果预测的结果偏大,实际客流不足,将造成运营费用和维修费用居高不下,使运营企业长期处于亏损状态,需要政府付出巨额的财政补贴。如果预测的客流偏小,则将导致拥挤,服务质量下降。

客流预测是城市轨道交通建设必要性、规模选择、经济效益分析和各项专业设计的基础和前提依据，科学的客流预测，对城市轨道交通可行性研究、城市轨道交通线网布局规划以及城市轨道交通建设规模、建设水平等问题的决策都有极其重要的作用。因此，应该以科学的态度对城市轨道交通客流进行预测和分析。目前城市轨道交通客流预测普遍采用“出行产生、出行分布、交通方式选择、交通分配”的交通规划“四阶段”法。

基于四阶段的轨道交通客流预测与城市道路交通客流预测的原理基本类似。首先搜集研究范围内现状的人口、就业数据以及预测规划年的人口和就业岗位数，进行城市居民出行特征调查，为客流预测提供数据分析与预测基础。然后，依据一定的原则对研究范围进行交通小区的划分，建立预测分析的基础单元，将搜集的现状与规划人口、就业及用地信息嵌入分析单元，进行交通生成的预测、出行分布的预测及方式划分的预测，最终进行交通流量分配，得到轨道交通网络及线路车站等相关客流数据，为城市轨道交通建设提供定量参考。

从国内运营城市轨道交通的实际情况来看，目前存在的普遍问题是城市轨道交通客流预测结果与实际客流的确存在较大差异，实际客流量远小于远期预测客流量，且不同机构预测的客流量离散性较大。例如，青岛地铁公司在一期工程可行性研究报告客流预测中，预测的初期和远期高峰小时单向断面流量分别为17800人次(2008年)和40500人次(2030年)，而委托一家国外公司对客流进行统计的结果为21300人次(2010年)和26100人次(2030年)。

城市轨道交通客流预测不准确主要有以下原因。

(1) 预测前提条件的改变。四阶段客流预测本身是一项相对长期的工作，应建立在目前的现实情况和对未来规划情况作一定假设的基础上。

该客流预测模式的特点是以现状分析为基础进行模型参数标定，并预测未来的交通需求，主要适合于城市功能结构已趋完善、人口相对稳定的城市特征。如果在预测期内政府的城市用地、交通规划有了重大的调整，以前的客流预测就没有任何参考价值。而我国城市正处于发展成长时期，城市的发展具有很多不确定的因素，比如城市的规划与以前相比有了很大的改动，政府当局的交通政策有了很大的变动，影响了人们的出行方式等，这样，在特定的政策环境下产生的客流预测也会产生很大的偏差。比如，广州地铁一号线工程以及沿线物业的总拆迁面积达到110万m^2，涉及居民10万人，而在进行客流预测的过程中考虑了这10万人，这样肯定会导致预测的客流量偏大。

(2) 交通调查数据不足。由于交通调查工程庞大，需要耗费大量的人力物力，而且持续的时间一般都很长，致使我国的现状交通调查工作非常欠缺。我国大多数城市只有20世纪80年代末或90年代初的全民交通量调查资料，只能依据过去有限的资料进行客流预测，得出的客流预测结果的精确性不高。

(3) 客流(主要是远期客流)大小是决定一个城市地铁项目是否可以建设的首要条件，我国计划部门目前规定只有客流量达到3万人次/h，才能修建地铁，在客流量达不到最小客流要求时，国家计划部门一般不会同意开工建设。由于这一限制的存在，有的城市为了使地铁项目得以顺利地获得批准，为了证明其地铁项目可在较短的时间内实现盈利，一般人为地夸大客流量，均采用较高的客流预测数值，尤其是远期的预测客流量，这就为建成后实际的运营埋下了隐患，有的城市地铁客流量达不到最低的建设临界客运量标准，造成运营的严重亏损。

(4) 我国城市轨道交通设计客流按照远期高峰小时客流量来计算，并考虑高峰小时内客流的不均性，计入 1.2～1.4 的超高峰系数，客流预测人员受“宁取上限”“留有充分余地”“建设规模宁大勿小”等思想的影响，预测客流时尽量往高取值。

(5) 随着其他公交系统环境的改变和服务的提高，乘客有了更多的选择，分流了城市轨道交通线的部分客流，致使客流情况比预测的情况差一些。

(6) 城市轨道交通没有形成网络规模效应。单一线路由于可达性差，除了沿线覆盖范围，基本不能吸引径向客流。

(7) 客流预测时没有充分考虑我国城市自身现阶段的一些特点。目前，在我国城市，尤其是大城市中，流动人口都占有相当的比例，流动人口的出行特征和常住居民有很大的差别，而我国目前关于城市流动人口总量、出行规律这一领域的研究还不是很多。另外，我国大中城市都在城郊兴建规模较大的居住小区，小区大批人员的出行可能构成城市轨道交通客流的重要组成部分，目前在客流预测中对这一问题重视不够。还有，客流预测过多地考虑了城市发展进程加快、城市人口增加的影响，而忽视了我国城市实施有机疏散及建设卫星城而引起的城市中心区人口下降、近郊区人口增加的现实。

4. 路网规模及密度

路网规模由路网的线路数量和线路总长度两部分组成。线路数量可根据城市的干道网和主客流方向选定。路网线路总长度一般可以通过以下三种方法估算。

1) 以城市公共交通客流总量计算路网线路总长度

$$L_{总} = \frac{\alpha Q}{q} \tag{3-1}$$

式中 $L_{总}$——路网中规划线路总长度，km；

Q——远期公共交通预测总客流量，万人次/年；

α——快速轨道交通远期在公共交通总客流量中分担客流的比重，该值根据各城市的情况不同而异，一般为 0.3～0.6；

q——线路负荷强度，万人次/km·年。

2) 以城市用地面积计算路网线路总长度

$$L_{总} = A\delta_1 \tag{3-2}$$

式中 A——城市市区用地面积，km^2；

δ_1——路网密度指标，km/km^2。一般可取用 0.25～0.35。

3) 以城市人口总数计算路网线路总长度

$$L_{总} = M\delta_2 \tag{3-3}$$

式中 M——市区人口数，百万人；

δ_2——路网密度，km/百万人。

用以上各式分别计算出应有的路网线路总长度，然后可取其平均值或最大值，作为控制路网规划线路总长度的参考值。

地铁路网密度主要取决于居民出行时步行到车站的距离，并以此距离为半径，以车站中点为中心，画一吸引环，要求两环间除大的客流集散点外不套接，各环间空白点的少量乘客由地面交通去解决。一般认为路网规划密度取 0.25～0.35km/km^2 或 25～30km/百万人

才能满足大城市交通需要，且能充分发挥作用。

5. 车站规划

车站规划一定要结合城市规划和城市现状，并根据车站周围的土地使用情况、大的客流集散点、网线相交处、工程和环境条件以及适当的站间距等因素，经详细调研、认真比选后确定。

6. 辅助线和车辆场规划

1）辅助线分类及用途

辅助线按其性质可以分为折返线、存车线、渡线、联络线、车辆段（车场）出入线。

（1）折返线和存车线。

折返线用于运营列车往返运行时的调头转线及夜间存车。存车线用于故障列车停放及夜间存车。

双折返线：可设于列车的区段折返站上或端部折返站上，折返能力可大于30对/时，当折返列车对数少时，可以留出一条线作为存车线（图3-8）。

单折返线：折返能力和灵活性稍差，折返与存车不能兼顾，一般多单独用作存车线（图3-9）。

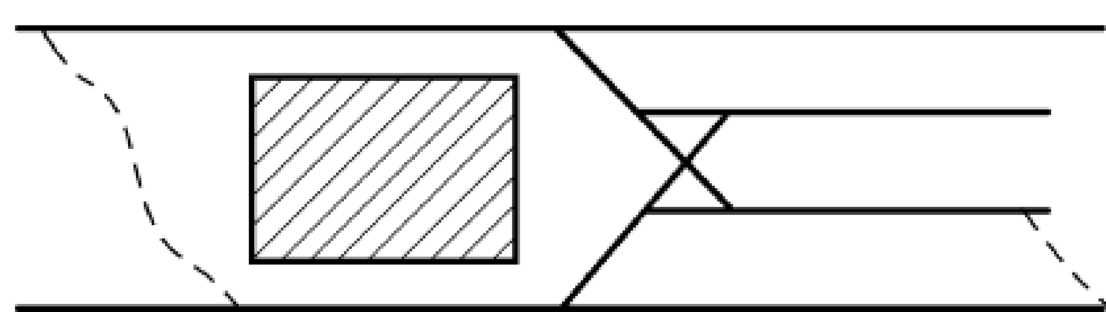


图3-8 双折返线示意图

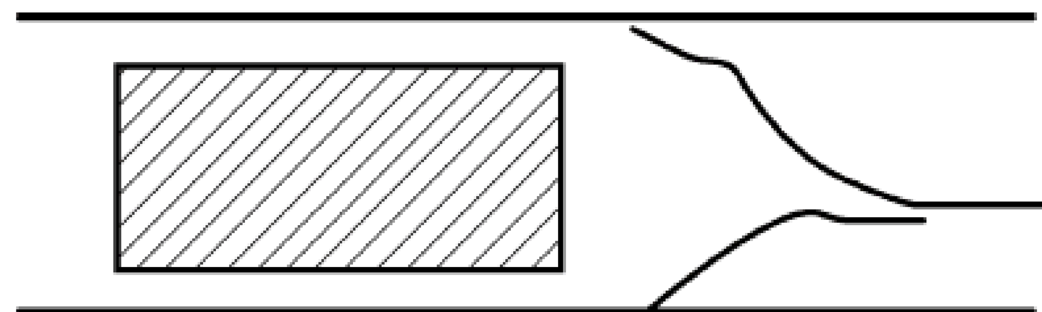


图3-9 单折返线示意图

渡线折返线：作为正常列车运行的折返线，只适用于终端站上。若采用站后折返，车站一般采用侧式站台（图3-10），渡线短，节省折返时间；若采用站前折返，车站一般采用岛式站台（图3-11），方便乘客乘车。

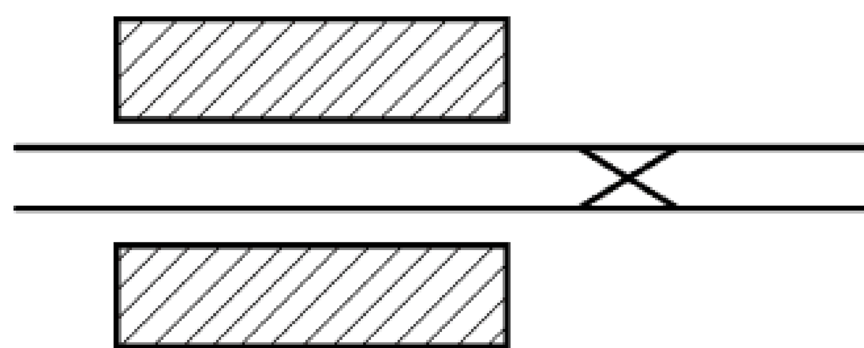


图3-10 侧式站台示意图

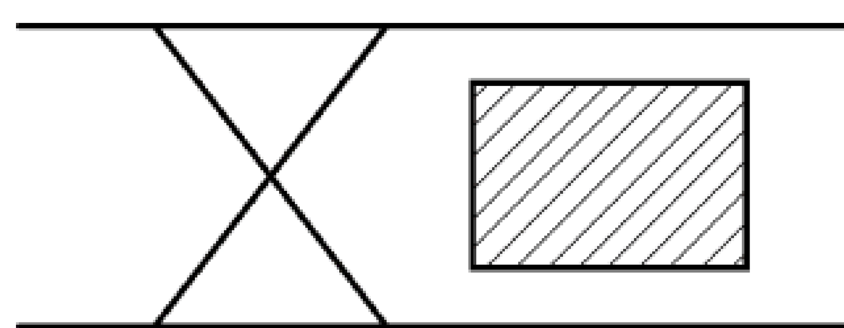
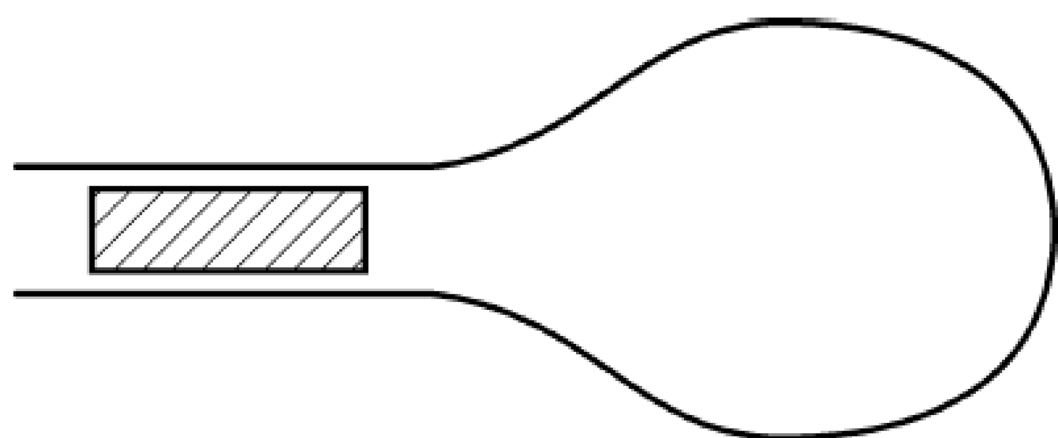


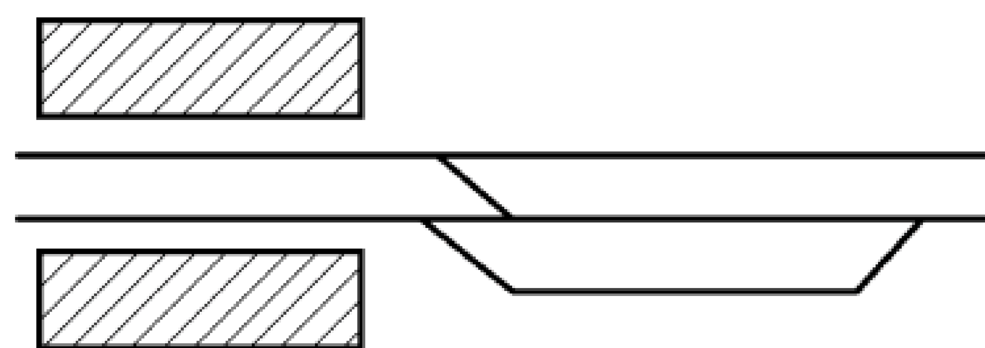
图3-11 岛式站台示意图

环线折返线：折返能力可与正线匹配一致，并可使列车来回换边，避免车轮偏磨，但是折返距离长，增加运营列车数量时，需要合适的地形条件（图3-12）。

侧线折返线：是区段列车折返线形式，主要用在高架线上。需要折返的列车运用正线折返，后续前进列车在高峰时间内，可以通过侧线越行，在平常时间内，后续列车仍可沿正线运行（图3-13）。

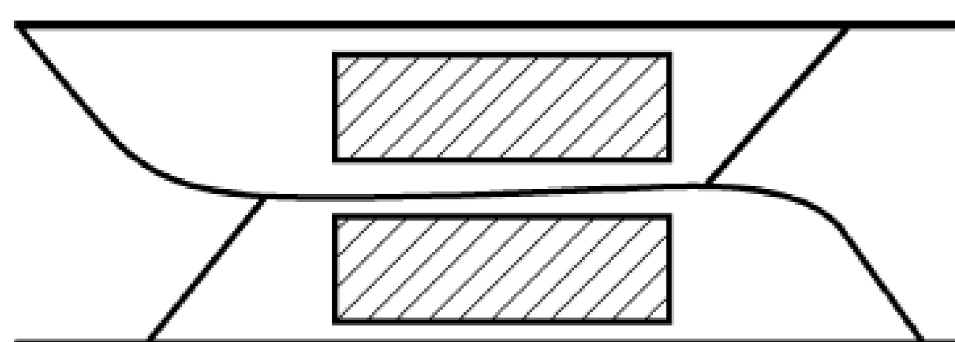
综合折返线：综合折返线是集折返、乘客上下车、列车越行、列车出入场以及列车转线联络等功能中的两项至多项的折返线形式（图3-14）。


图 3-12 环线折返线示意图


图 3-13 侧线折返线示意图

(2) 联络线(图 3-15)。

联络线是为沟通两条独立运营路线而设置的连接线,为两线车辆过线服务。联络线一般采用单线,设置地点由路网规划研究统一安排。应根据工程简单、施工干扰小、拆迁量少等原则选择。


图 3-14 综合折返线示意图

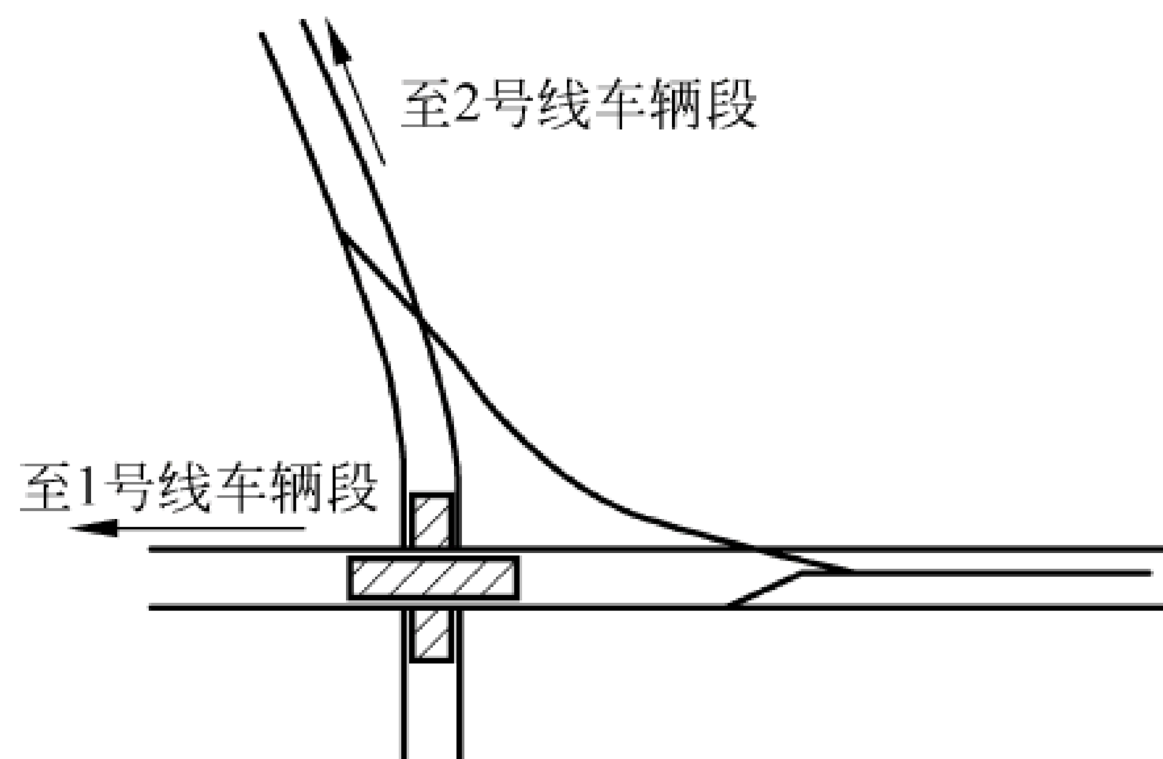
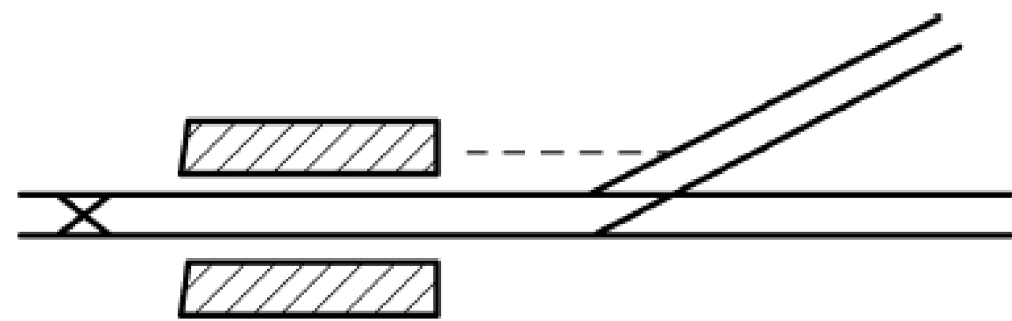


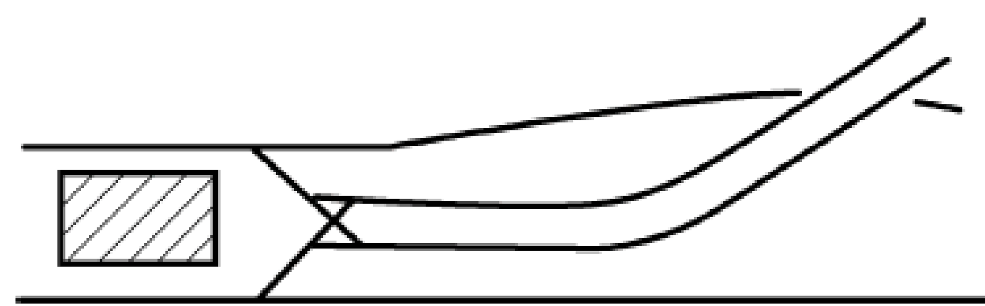
图 3-15 联络线示意图

(3) 车辆段(车场)出入线。

车辆段出入线是正线与车辆段间的连接线,是车辆段与正线间的联络通道。车辆出入线与正线交叉形式有两种:平面交叉和立体交叉。

平面交叉形式的优点是连接简单、渡线短、工程造价低,缺点是车辆段向正线取送列车的能力低,如图 3-16 所示。立体交叉形式与正线无平面交叉干扰,取送列车能力大,使用灵活,如图 3-17 所示。


图 3-16 与正线平面交叉形式示意图


图 3-17 与正线立体交叉形式示意图

2) 折返线、存车线、渡线分布地点选择

线路起、终点或每期工程的起、终点站,必须设置折返线或渡线。在靠近车辆段端,一般可不设折返线而设渡线,利用正线折返。

当线路上客流断面发生变化时,应该设置区段折返线。每隔 3~5 个车站应设置存车线。当两折返线(存车线)之间相距 5 个车站,且工程不复杂时,宜在中间端再设一个单渡线。

3.2 线路平面设计

1. 地铁线路设计

线路设计包括线路走向、线路分布、线路路由、车站分布、线路交叉形式、线路敷设方式等。一般所说的线路，是指构造物中心线在空间的位置，以路基横断面上距外轨半个规矩的铅垂线与路肩水平线的交点在纵向上的连线表示。线路的位置由它的平面和纵断面决定。

线路平面是指线路中心在水平面上的投影，表示线路在平面上的具体位置。通过灵活设计线路的直线、圆曲线和缓和曲线等技术参数，不仅可以使设计线满足车辆行车安全、平稳和舒适的要求，同时可使得工程和运营条件达到最佳。因此，轨道交通线路平面设计是线路设计的一个重要组成部分。

线路平面设计有以下基本要求：

(1) 必须保证行车安全和平顺：不脱钩、不断钩、不脱轨、不途停、不运缓、旅客乘车舒适；

(2) 应力争节约资金：综合考虑工程和运营的影响，力争达到最佳投资效益；

(3) 合理布置建筑物：既要满足各类建筑物的技术要求，还要保证它们协调配合，总体布置合理。

列车运行轨迹应符合以下要求：①列车运行轨迹应当是连续且圆顺的，即在任何一点上不出现错头和破折；②曲率是连续的，即轨迹上任何一点不出现两个曲率，其曲率的变化率是连续的，即轨迹上任一点不出现两个曲率变化率。

2. 直线设计

直线设计的一般原则如下：①设计线路平面时，相邻两直线的位置不同，其间曲线位置也相应改变；②设计线路平面，应力争设置较长的直线段，减少交点个数，以缩短线路长度，改善运营条件；③选定直线位置时，应力求减小交点转角的度数。

夹直线是指相邻两缓和曲线端点间的直线段。为了保证行车的安全平顺，及便于维修养护，夹直线的最小长度不应短于规定值。曲线间的夹直线应按《地铁设计规范》(GB 50157—2013)规定对正线、联络线及车辆基地出入线，两相邻曲线间无超高的夹直线最小长度不应小于表 3-2 的规定。

表 3-2 夹直线最小长度 m

<table>
<tr><td rowspan="3">正线、联络线、出入线</td><td>一般情况</td><td colspan="2">$L \geqslant 0.5V$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">困难时最小长度 L</td><td>A 型车</td><td>B 型车</td></tr>
<tr><td>25</td><td>20</td></tr>
<tr><td>道岔缩短渡线</td><td colspan="3">其曲线间夹直线可缩短为 10m</td></tr>
</table>

注：V 为列车通过夹直线的运行速度，km/h。

3. 圆曲线设计

圆曲线是指地铁平面走向改变方向时所设置的连接两相邻直线段的圆弧形曲线。由一个圆曲线组成的曲线称为单曲线；由两个或两个以上同向圆曲线组成的曲线称为复曲线。

转向相同的两相邻曲线连同其间的直线段所组成的曲线称为同向曲线；转向相反的两相邻曲线连同其间的直线段所组成的曲线称为反向曲线。由于复曲线会增加勘测设计、施工和养护维修的困难，降低列车运行的平稳性和旅客舒适度，因此新建地铁线路一般不应设置复曲线。

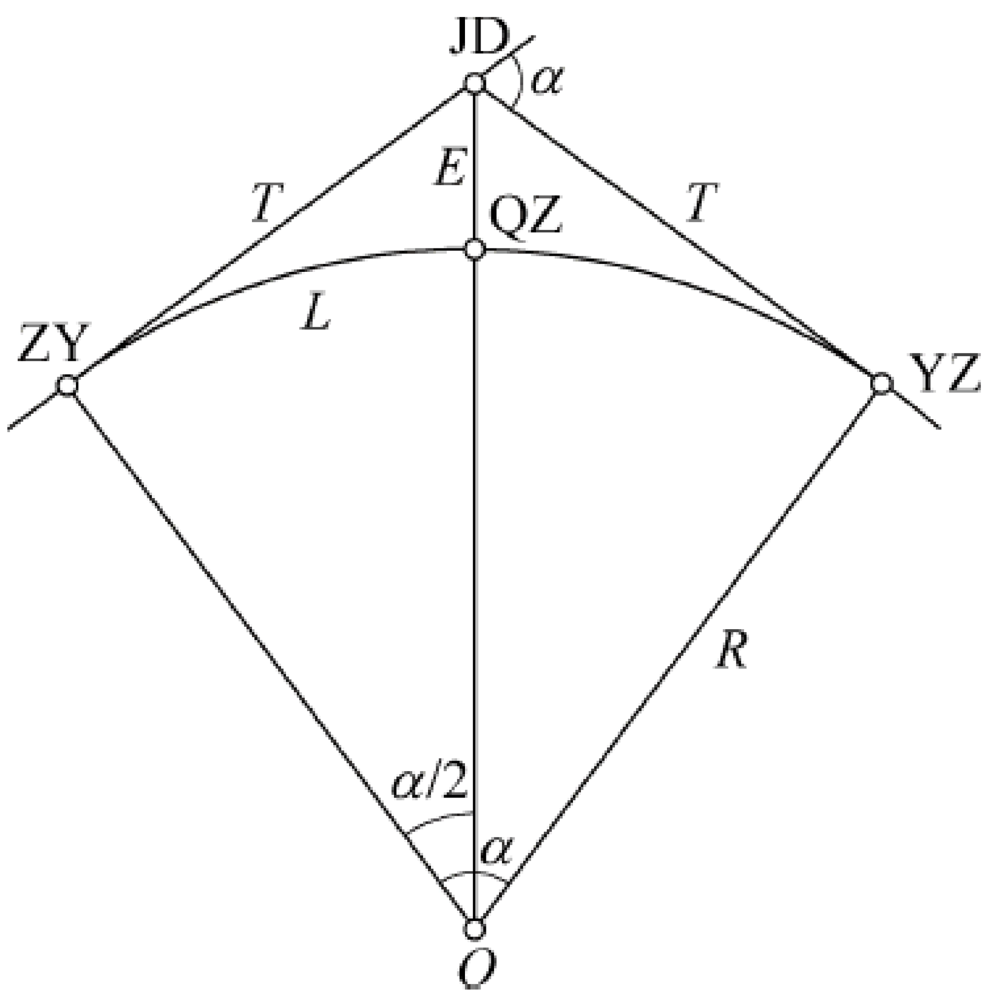


图 3-18 圆曲线设计

如图 3-18 所示，圆曲线设计时，两相邻直线偏角(线路转向角)为 α，选定其连接曲线圆曲线的半径为 R，这样，圆曲线和两直线段的切点位置 ZY 点、YZ 点便确定下来，对圆曲线相对位置起控制作用的直圆点 ZY、圆直点 YZ 和曲中点 QZ 为圆曲线三主要点。曲线半径 R、转向角 α 以及具体体现三主要点几何位置的切线长 T、曲线长 L、外矢距 E 和切曲差(切线长和曲线长之差)D 为曲线六要素。

1) 圆曲线半径

正线上选择圆曲线半径时，首先根据地形条件和对地面建筑物的影响来确定，另外考虑车辆通过曲线的运行条件，如运行速度、对轮轨的磨耗以及产生轮轨噪声等因素。因此，应确定圆曲线半径，但并非越大越好，最大曲线半径一般不超过 3000m，超过 3000m 时应采用直线设计。

地铁圆曲线标准半径一般规定为 3000m、2500m、2000m、1500m、1200m、1000m、800m、700m、650m、600m、550m、500m、450m、400m、350m、300m、250m、200m、150m。在特殊情况下，可按 10m 整倍数的曲线半径。

正线圆曲线最小半径是根据车轮在曲线钢轨上的运行轨迹来确定的。由于内、外轨的长度差异，造成轮对在曲线上滚动运行中产生滑动摩擦，随着曲线半径越小，滑动摩擦越大，对钢轨磨耗越严重。根据既有轨道交通经验总结，提出圆曲线最小半径规定，表 3-3 给出了一般地段和困难地段两种情况的取值要求。

表 3-3 最小曲线半径 m

线　　路	A 型车		B 型车	
	一般地段	困难地段	一般地段	困难地段
正线	350	300	300	250
出入线、联络线	250	150	200	150
车场线	150	—	150	—

车站站台宜设在直线上。当设在曲线上时，其站台有效长度范围的线路曲线最小半径应符合表 3-4 的规定。

表 3-4 车站曲线最小半径 m

车　　型		A 型车	B 型车
曲线半径	无站台门	800	600
	设站台门	1500	1000

2）曲线超高

曲线超高是指曲线外轨抬高后产生的外轨顶面与内轨顶面的水平高度之差。超高设置方法有两种：外轨提高法、绕线路中心旋转法(线路中心标高不改变)。

曲线超高设置的作用是抵消列车运行时产生的离心力，使内、外两股钢轨受力均匀和垂直磨耗均等，满足旅客舒适感，提高线路的稳定性和安全性。

线路平面曲线半径宜适应所在区段的列车运行速度要求。当不具备满足行车速度要求的曲线半径时，应按限定的允许未被平衡横向加速度计算通过的最高速度，可按下列三种要求计算。

(1) 在正常情况下，允许未被平衡横向加速度为 0.4m/s^2。当曲线超高为120mm时，最高速度限制应按式(3-4)计算，且不应大于列车最高运行速度。

$$V_{0.4}=3.91\sqrt{R}\,(\text{km/h}) \tag{3-4}$$

(2) 在瞬间情况下，允许短时出现未被平衡横向加速度为 0.5m/s^2。当曲线超高为120mm时，瞬间最高速度限制应按式(3-5)计算，且不应大于列车最高运行速度。

$$V_{0.5}=4.08\sqrt{R}\,(\text{km/h}) \tag{3-5}$$

(3) 在车站正线及折返线上，允许未被平衡横向加速度为 0.3m/s^2。当曲线超高为15mm时，最高速度限制应按式(3-6)计算，且分别不应大于车站允许通过速度或道岔侧向允许速度。

$$V_{0.3}=2.27\sqrt{R}\,(\text{km/h}) \tag{3-6}$$

3）圆曲线长度

圆曲线最小长度不应小于一节车辆长度，目的是避免一节车辆同时跨越在三种线型上，造成车辆运动轨迹过渡不顺畅而出现脱轨事故。从运行安全考虑，A型车圆曲线最小长度不小于25m，B型车不小于20m。困难情况下，在非正线、联络线及车辆基地出入线上，允许减小到一节车辆的全轴距。考虑车场线低速运行的情况，车场圆曲线最小长度不应小于3m。当不满足上述最小长度时，可适当减短缓和曲线长度，或适当调整线位增大曲线偏角，以达到规定最小长度。

4. 缓和曲线设计

缓和曲线是平面线形要素之一，它是在直线与圆曲线之间、半径相差较大的两个同向圆曲线之间设置的曲率连续变化的曲线(图3-19)。在正线上，当曲线半径等于或小于2000m时，圆曲线与直线间应根据曲线半径及行车速度设置缓和曲线。

缓和曲线主要有以下作用：

(1) 在缓和曲线长度范围内，实现直线至圆曲线的曲率变化；

(2) 在缓和曲线范围内，外轨超高由零递增到圆曲线上的超高量，使向心力逐渐增加，与离心力的增加相配合；

(3) 在缓和曲线范围内，由标准轨距逐步加宽到圆曲线上的加宽量。

因此，缓和曲线是一条曲率变化、轨距加宽和曲线超高均渐变的空间曲线。在地铁设计中，缓和曲线一般采用三次抛物线型，其近似直角坐标方程式为

$$y=\frac{x^3}{6C}\left(1+\frac{3x^4}{40C^2}+\cdots\right) \tag{3-7}$$

式中 C——圆曲线半径与缓和曲线长度的乘积，$C=RL$。

图 3-19 缓和曲线设置示意图

实际应用中通常取第一项即可满足精度要求。

缓和曲线长度控制因素主要有以下四项。

(1) 安全度指标：限制超高 h 递减坡度(0.3%)，是保证转向架下的车轮不致爬轨、脱轨，缓和曲线最小长度 $L \geqslant 1000h/3$，且不小于 20m。

(2) 舒适度指标之一：限制车轮升高速度的超高时变率 f 值(取 40mm/s)，缓和曲线最小长度 $L \geqslant h \cdot \dfrac{V}{3.6f} = 0.007V \cdot h = 0.083V^3/R$。

(3) 舒适度指标之二：限制未被平衡横向加速度 a 的时变率值 β(取 0.3mm/s^2)，缓和曲线长度 $L \geqslant \dfrac{aV}{3.6\beta} = 0.37V$。

(4) 舒适度指标之三：限制车辆进入缓和曲线对外轨冲击的动能损失 $W = 0.37$km/h，缓和曲线长度 $L \geqslant 0.05V^3/R$。

综合考虑以上四项因素，缓和曲线计算长度取为 $L \geqslant 0.007V \cdot h$。为设计方便，《地铁设计规范》(GB 50157—2013)给出了标准半径曲线对应不同速度要求的缓和曲线长度的关系，列于表 3-5。

表 3-5 缓和曲线长度 m

R	V	100	95	90	85	80	75	70	65	60	55	50	45	40	35
3000	L	30	25	20	20	20	20	20	—	—	—	—	—	—	—
	h	40	35	30	30	25	20	20	15	15	10	10	10	5	5
2500	L	35	30	25	20	20	20	20	20	—	—	—	—	—	—
	h	50	45	40	35	30	25	25	20	15	15	10	10	10	5
2000	L	45	40	35	30	25	20	20	20	20	20	—	—	—	—
	h	60	55	50	45	40	35	30	25	20	20	15	10	10	5
1500	L	55	50	45	35	30	25	20	20	20	20	20	—	—	—
	h	80	70	65	60	50	45	40	35	30	25	20	15	15	10
1200	L	70	60	50	40	40	30	25	20	20	20	20	20	—	—
	h	100	90	80	70	65	55	50	40	35	30	25	20	15	10
1000	L	85	70	60	50	45	35	30	25	20	20	20	20	20	—
	h	120	105	95	85	75	65	60	50	40	35	30	25	20	15

续表

R	V	100	95	90	85	80	75	70	65	60	55	50	45	40	35
800	L	85	80	75	65	55	45	35	30	25	20	20	20	20	20
	h	120	120	120	105	95	85	70	60	55	45	35	30	25	20
700	L	85	80	75	75	65	50	45	35	25	20	20	20	20	20
	h	120	120	120	120	110	95	85	70	60	50	40	35	25	20
600	L	—	80	75	75	70	60	50	40	30	25	20	20	20	20
	h	—	120	120	120	120	110	95	85	70	60	50	40	30	25
550	L	—	—	75	75	70	65	55	40	35	25	20	20	20	20
	h	—	—	120	120	120	120	105	90	75	65	55	45	35	25
500	L	—	—	—	75	70	65	60	45	35	30	25	20	20	20
	h	—	—	—	120	120	120	115	100	85	70	60	50	40	30
450	L	—	—	—	—	70	65	60	50	40	30	25	20	20	20
	h	—	—	—	—	120	120	120	110	95	80	65	55	40	30
400	L	—	—	—	—	—	65	60	55	45	30	25	20	20	20
	h	—	—	—	—	—	120	120	120	105	90	75	60	50	35
350	L	—	—	—	—	—	—	65	55	50	40	30	25	20	20
	h	—	—	—	—	—	—	120	120	120	100	85	70	55	40
300	L	—	—	—	—	—	—	—	55	50	50	35	30	25	20
	h	—	—	—	—	—	—	—	120	120	120	100	80	65	50
250	L	—	—	—	—	—	—	—	—	50	50	45	35	25	20
	h	—	—	—	—	—	—	—	—	120	120	120	95	75	60
200	L	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50	45	40	35	25
	h	—	—	—	—	—	—	—	—	—	120	120	120	95	70

注：R 为曲线半径，m；V 为设计速度，km/h；L 为缓和曲线长度，m；h 为超高值，mm。

当圆曲线较短且计算超高值较小时，可不设缓和曲线，但曲线超高应在圆曲线外的直线段内完成设置。如超高计算值小于 30mm 时，按 3‰ 超高顺坡计算的缓和曲线长度小于 10m，可不受表 3-5 的取值限制。

3.3 线路纵断面设计

线路纵断面是把沿线路中心线所作的铅垂剖面在纵向展直后，线路中心线的立面图。它表示线路起伏情况，其高程为路肩高程。

纵断面设计主要应遵循以下原则：①纵断面设计要保证列车运行安全、平稳和乘客舒适，坡段应尽量长些；②线路纵断面要结合不同的地形、地质、水文条件、线路敷设方式与埋深要求、隧道施工方法、地上地下建筑物与基础情况以及线路平面条件等进行合理设计，力求方便乘客使用和降低工程造价；③轨道交通凡有条件的区间，都应设计成节能坡，即遵循“高站位、低区间”的设计原则。车站一般位于纵断面的高处，区间位于纵断面的低处。节能纵坡在列车进站时可以为列车提供一定的阻力，有利于列车更好地减速进站，在列车出站时可以将势能转化为动能，为列车提供一定的牵引力。

纵断面设计会受到以下因素的影响。①由于各种因素影响，隧道结构不能贴近地面，必

须确定最小覆土厚度，覆土厚度因道路路面、植被、保温、人防要求不同而差别显著。位于道路下方的地下线，一般为 0.2～0.7m；位于城市公园绿地内的地下线，一般草坪 0.2～0.5m，灌木 0.5～1.0m，乔木 1.5～2.5m；在寒冷地带，应考虑保温层最小厚度要求；当地下线位于常水面下方时，一般为 1m 左右；在地下铁道作为战时人防工程时，应考虑防空工程的最小覆土要求。②纵断面设计的重点是解决下水管线与地铁线纵断面设计冲突的矛盾。③当地铁线路遇到不良地质时，如断层破碎带，应尽量躲避，如躲避困难，应采取合理的工程措施。④拟采用的施工方法是决定地铁纵断面高程的影响因素。采用明挖法施工线路，埋深越浅，越节省投资。⑤为排除隧道结构渗水和冲洗水，排水站点宜设置在线路纵断面的最低点，排水站位置的选择至关重要，且影响纵断面设计。⑥在有洪水威胁的城市中修建地铁时，纵断面设计要满足防洪要求。地下线路的各种出地面口部应按 100 年一遇的洪水水位设计，尚应考虑紧急防洪措施，以确保地下线路不受洪水淹没。

地铁线路纵断面设计内容包括纵断面坡度、坡段长度、坡段连接。

1. 纵断面坡度

地铁线路纵断面的坡度分为正线坡度、车站线路坡度和其他线路坡度等。

1）正线纵断面坡度

线路最大坡度应根据动车组总功率、地形条件、列车平均走行速度以及列车编组辆数等因素，经比选后确定。最大坡度越大，则能耗越大，运营支出越大，行车设备投资也越大；在困难地区，最大坡度与自然纵坡相适应，以缩短线路长度，节省工程投资，并减少运营投入。对于区间线路纵断面的最大坡度，应根据工程实际需要，结合采用车辆性能的可靠性和造价合理性，以及工程和运行的经济性综合论证。目前国外如法国巴黎，在市区地铁线路最大坡度为 40‰，地区快车线最大坡度为 30‰，困难地段的坡度还可大一些。俄罗斯地下以及隐蔽地面线段最大纵坡不大于 40‰。《地铁设计规范》(GB 50157—2013)中规定，正线最大坡度不宜大于 30‰，困难地段可采用 35‰，在山地城市的特殊地形地区，经经济技术比较，根据当前地区出现的实际情况和当前车辆生产水平，可采用 40‰的最大坡度。联络线、出入线最大坡度不大于 40‰。

最小坡度的设定主要考虑排水畅通，避免积水。隧道内水沟属于现场施工完成的，比较粗糙，排水有一定阻力，因此，最小坡度不宜小于 3‰，困难地段在确保排水的条件下可采用 2‰。

2）车站及其配线坡度

理论上来说，站台乘客乘降范围内最好是平坡，但考虑排水需要，车站站台计算长度范围内线路坡度宜采用 2‰，以满足排水需要，且应设计在一个坡道。有条件时，车站宜布置在纵断面的凸形部位上，并设计合理的进、出站坡度，即进站上坡、出站下坡，有利于节省列车制动和启动的能耗，但应合理设置进出站的坡度、坡长和变坡点。

道岔宜设置在不大于 5‰的坡道上，困难条件下可设在不大于 10‰的坡道上。

车场线宜设在平坡上，车辆库外停放车辆的线路坡度不应大于 1.5‰，以防止溜车。

2. 坡段长度

坡段长度的确定，既要满足列车通过变坡点时附加力的叠加影响和附加力的频繁变化，保证列车行车平稳性要求，又要尽可能节约工程投资，使两者取得最佳统一。《地铁设计规

范》(GB 50157—2013)规定：线路纵向坡段长度不宜小于远期列车长度，同时应满足两相邻竖曲线间的夹直线坡段长度不宜小于50m的要求。节能型坡度长度一般宜取200～300m。

3. 坡段连接

在线路纵断面上，若各坡段直线连接，当列车通过变坡点时，产生的车辆振动和局部竖向加速度增大，乘客舒适度降低，同时可能导致车轮脱轨或相邻车辆脱钩，影响行车安全。因此，必须在变坡点处用竖曲线将折线断面平顺地连接，以满足行车安全、平顺和乘客舒适度要求。

《地铁设计规范》(GB 50157—2013)规定：当两相邻坡段的坡度代数差等于或大于2‰时，应设置圆曲线型竖曲线。竖曲线不得侵入车站站台范围，以保证站台上行车平稳和乘客安全，并有利于车站设计和施工。为了节能和降低造价，竖曲线紧邻站台端较为有利，能够更容易找到变坡点的最佳位置，不致失去节能型坡段的设计条件。竖曲线半径不应小于表3-6的规定。

表3-6 竖曲线半径 m

线别		一般情况	困难情况
正线	区间	5000	2500
	车站端部	3000	2000
联络线、出入线、车场线		2000	

由于市中心地铁站平均站间距为1～2km，设计时应考虑竖曲线对坡段长度的影响，坡段划分长度较短而使用过大竖曲线半径对纵断面设计的灵活性有较大影响，需合理把握。

竖曲线不得与缓和曲线或超高顺坡段在有砟道床地段重叠，在无砟道床地段竖曲线与缓和曲线重叠时，每条钢轨的超高最大顺坡率不得大于1.5‰。

竖曲线要素主要有切线长度、竖曲线长度、外矢距和竖曲线半径，如图3-20所示。计算方法如下：

① 切线长度：$T=\dfrac{R}{2000}\Delta i$

② 竖曲线长度：$L\approx 2T$

③ 外矢距：$E=\dfrac{T^2}{2R}$

式中 R——竖曲线半径；

Δi——相邻坡段坡度代数差的绝对值。当$R=5000$m时，$T=2.5\Delta i$；$R=3000$m时，$T=1.5\Delta i$；$R=2000$m时，$T=\Delta i$。

4. 纵断面设计步骤

1）收集基础资料图

根据不同的研究设计阶段、设计深度，将不同的纵断面基础资料输入计算机，这些资料包括地面线(道路顶面线)及其跨越道路立交桥、河床底、航行水位、洪水位、铁路等资料；地

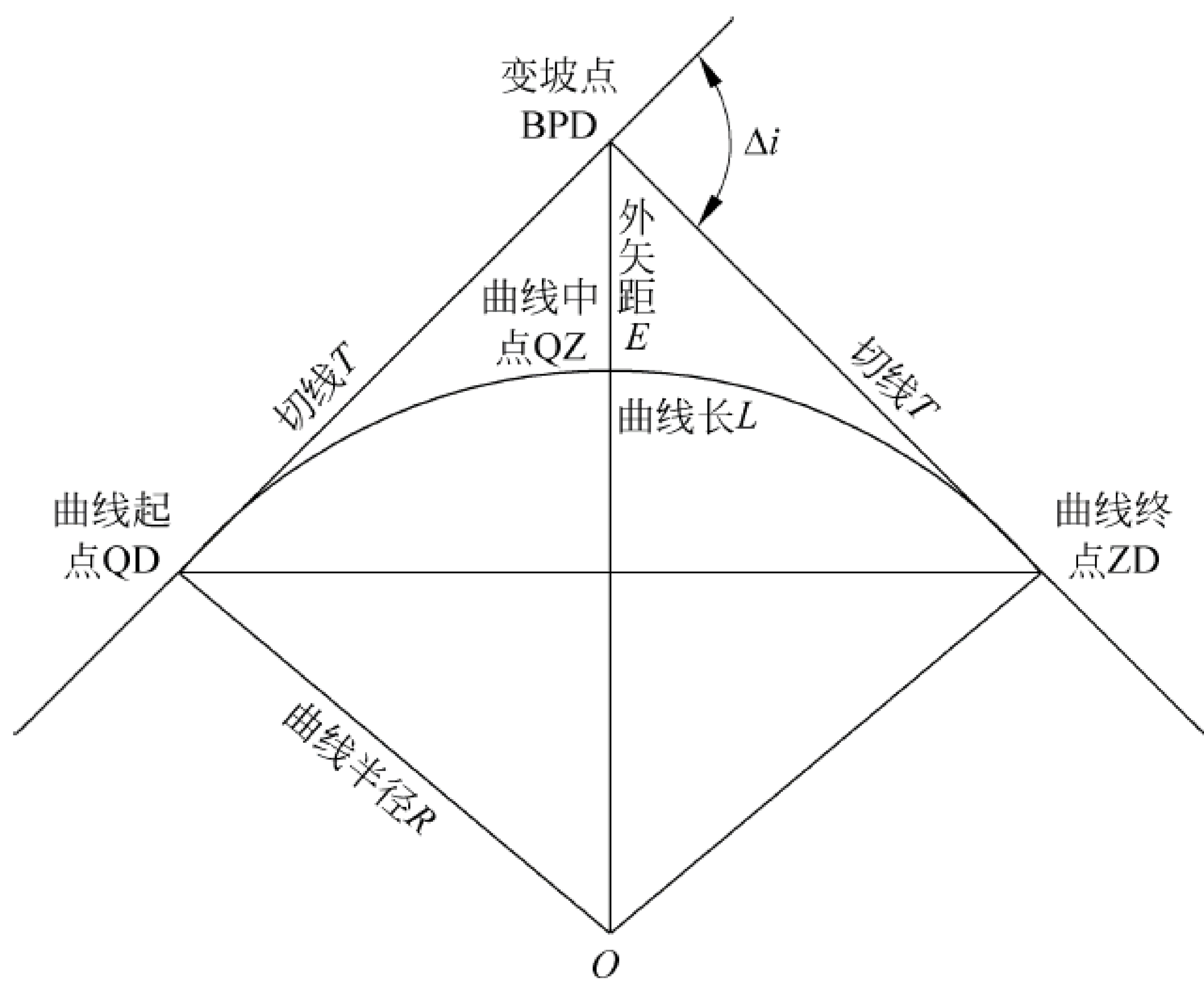


图 3-20 竖曲线要素

下管线及其主要房屋、人防工程基础资料；地质剖面及地下水位高程资料；线路平面及附属结构物设计资料。

2）确定线路控制高程

应根据设计原则、标准、隧道外轮廓尺寸、覆土厚度、桥下净高、距建筑物的最小距离等要求，确定纵断面的控制高程。

3）设计右线纵断面

地铁右线纵断面设计贯穿于各个设计阶段。根据沿线各高程控制点设计变坡点、坡度和坡段长度。在可行性研究及初步设计阶段，坡段长度宜为 50m 的倍数，变坡点一般落在百米里程标及 50m 里程处。施工图设计阶段，坡段长度一般取整 10m 的倍数，变坡点落在整 10m 的里程上，坡度一般采用千分整数，以便于其他专业设计和施工。地铁线路纵断面设计高程应为轨顶高程。

4）设计右线竖曲线

竖曲线设计包括竖曲线半径选择、竖切线长度计算及竖曲线范围内轨顶标高改正值计算。初步设计只进行竖曲线半径设计，施工图设计阶段才进行竖曲线高程改正值计算（精度至 mm）。

5）左线坡度设计

左线与右线并行于同一隧道内时，左线坡度应与右线一致，同一断面的左、右线高程应相等。在曲线地段，左、右线长度不同，左线坡度应作调整，使曲线范围内同一法线断面上的左、右线高程相同，允许高程差不大于 2cm。

左线与右线分设于单线隧道内时，车站范围内的左线坡度及高程宜与右线一致或高程相差一常数。区间地段左线坡度不要求与右线相同，但左、右线宜共用一个排水站，要求左线最低点位置处于右线最低点同一断面处。左、右线最低点高程宜相同。

6）左线竖曲线设计

左线竖曲线设计与右线竖曲线设计类似。

7）左、右线轨顶高程计算

左、右线轨顶高程计算包括百米及公里标、控制加标、车站中心、道岔中心，附属结构物中心或接口中心、线路最低点，有时还包括隧道结构变形缝等的高程计算（高程值计算至毫米）。

3.4 地铁车站建筑设计

地铁车站是指建于城市地下的铁路车站。它是城市轨道交通路网中一种重要的建筑物，是供旅客乘降、换乘和候车的场所，应保证旅客方便、安全、迅速地进出车站，并有良好的通风、照明、卫生、防火设备等，给旅客提供舒适、清洁的环境。车站应容纳主要的技术设备和运营管理系统，从而保证城市轨道交通的安全运行。地铁车站里的辅助设备包括自动扶梯、直升电梯、卷帘门、防洪门、旅客引导、照明、售检票系统、车站设备自控系统等。还可根据需要设置屏蔽门和防核辐射门等。

地铁车站又是城市建筑艺术整体的一个有机部分，一条线上各车站在结构和建筑艺术上，应既要有共性，又要有个性。

3.4.1 地铁车站类型和组成

1. 车站分类

地铁车站可根据埋深、运营性质、结构横断面形式、站台形式的不同进行分类。

（1）按车站埋深，可分为浅埋式和深埋式。

（2）按车站运营性质，可分为中间站、区域站、换乘站、枢纽站、联运站和终点站等类型。

（3）按站台横断面形式，可分为矩形、圆形、拱形、马蹄形、椭圆形等。

（4）按站台形式，可分为岛式站台、侧式站台和岛侧混合式站台。

岛式站台又名中置式站台、中央站台，是地下铁路站台最为常用的一种型态，为路轨在两旁、月台被夹在中间的设计。岛式站台具有站台面积利用率高、能调剂客流、乘客中途改变乘车方向方便、车站管理集中、站台空间宽阔等优点，因此一般常用于客流量较大的车站。岛式站台的缺点是易造成乘客拥挤，不易扩建，如图 3-21 所示。

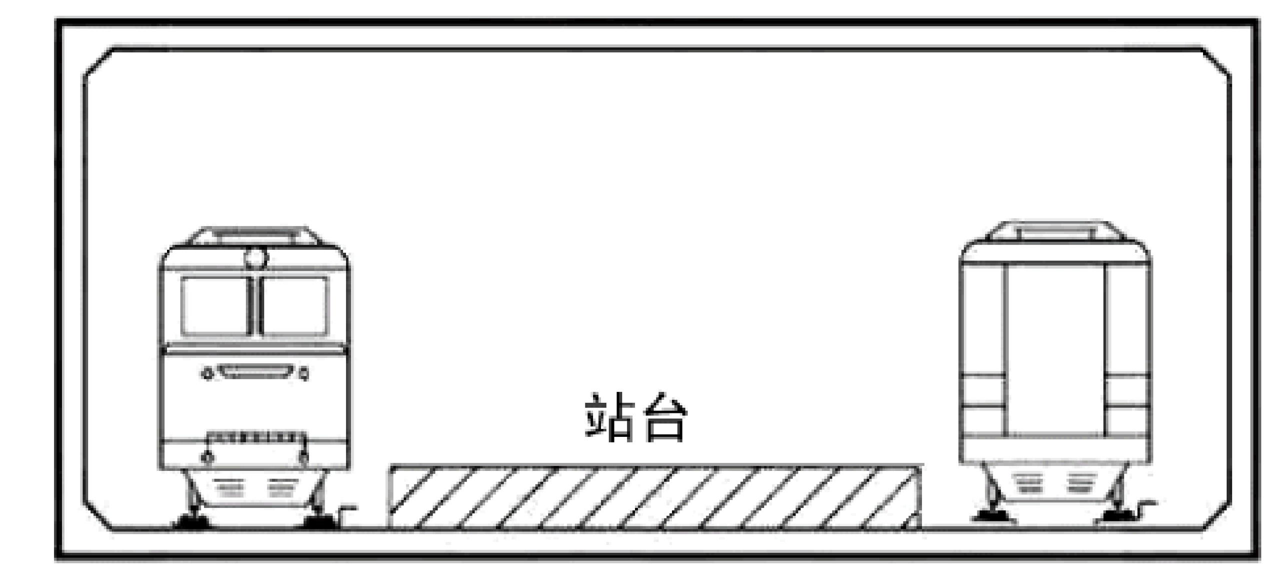


图 3-21 岛式站台

侧式站台是指位于轨道线路一侧的站台，因为常成对使用而又称为相对式站台或对向式站台。侧式站台可避免上、下行乘客相互干扰，如果正线和站线间不设喇叭口，造价低，改建容易，缺点是站台面积利用率低，不可调剂客流，中途改变方向须经过地道或天桥，车站管

理分散,站台空间不及岛式宽阔,如图 3-22 所示。

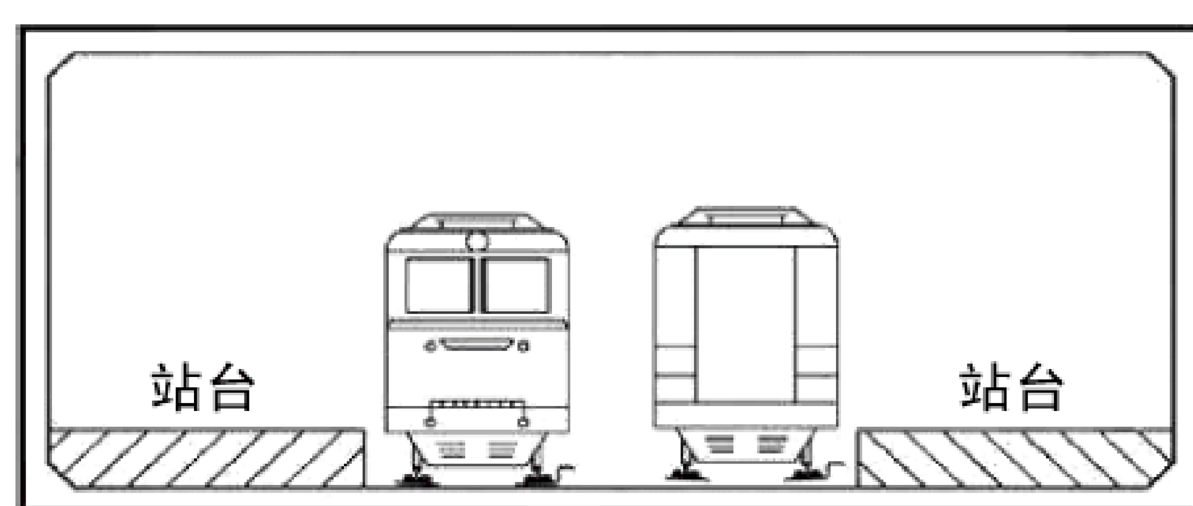


图 3-22 侧式站台

岛侧混合式站台是两种站台的集中体现,可根据实际情况更好地利用车站站台。现在的大型车站一般都为混合式站台,如图 3-23 所示。

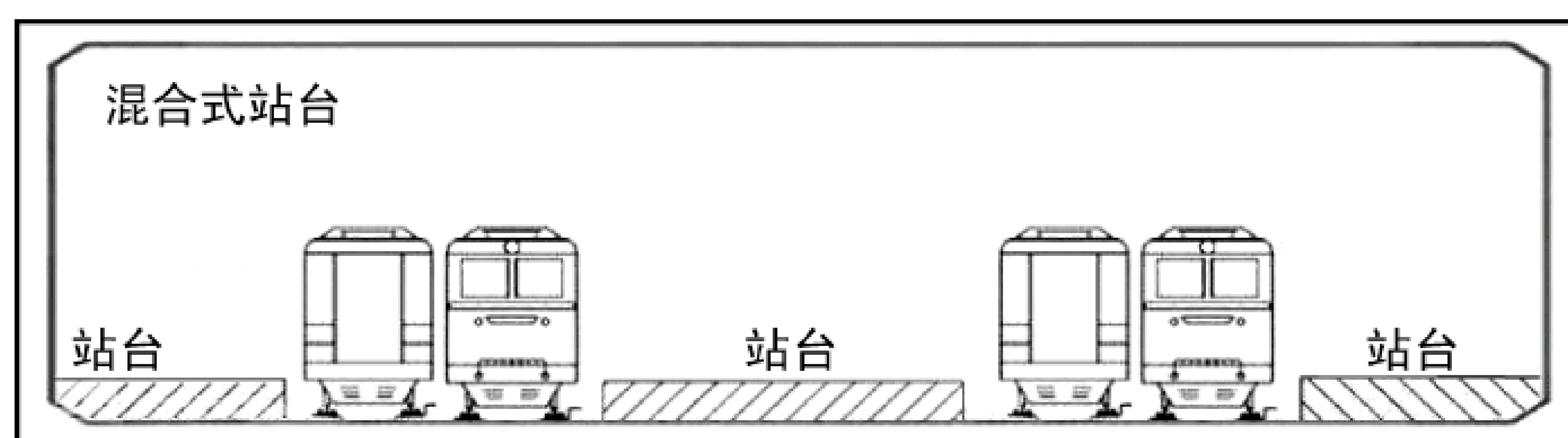


图 3-23 岛侧混合式站台

2. 车站组成

对城市轨道交通系统来说,车站一般包括主体、出入口、通道、通风道及风亭(地下)和其他附属建筑物。车站主体是列车的停车点,不仅要供乘客上车、下车、集散、候车,一般也是办理运营业务和运营设备设置的地方。

车站主体根据功能的不同,可分为以下两部分。

1) 乘客使用空间

乘客使用空间又可分为非付费区和付费区。非付费区是乘客购票并正式进入车站前的活动区域,一般应有较宽敞的空间、售检票位置,这里根据需要还可设银行、公用电话、商店等设施。非付费区的最小面积一般可以参照能容纳高峰小时 5min 内聚集的客流量的水平来推算。付费区包括站台、楼梯和自动扶梯等,是为乘客候车服务的设施。对于一般的城市车站来说,通常非付费区的面积应略大于付费区。

乘客使用空间是车站设计的重点,约占车站总面积的 50%,设计时要注意人流流线的合理性,以保证乘客方便、快捷地出入车站。

2) 车站用房

车站用房包括运营管理用房、设备用房和辅助用房三部分。运营管理用房是车站运营管理人员使用的办公用房,主要包括站长室、行车值班室、业务室、广播室、会议室和公安保卫室等。设备用房是为保证列车正常运行,保证车站内良好环境条件,以及在灾害情况下乘客安全所需要的设备用房,主要包括通风与空调用房、变电所、综合控制室、防灾中心、通信机械室、信号机械室、自动售检票室、冷冻站、配电室、公共用房等。辅助用房是为保证车站内部工作人员正常工作生活所设置的用房,主要包括卫生间、更衣室、休息室、茶水间等。车

站用房应根据运营管理需要设置,尽可能减少用房面积,以降低车站投资。

3.4.2 站台层设计

在进行站台层和站厅层建筑平面布局时,必须同时考虑。设计时首先由站台层入手,根据列车编组确定站台的有效长度,再根据站台两端应有的设备用房和必须的端头井(作为施工时盾构机械掉头、进出洞用)确定车站的初步长度。同样,根据计算所得的站台宽度及上、下行车道的宽度,确定车站的总宽度,再根据站厅层设备管理用房所需面积划分出站厅公共区和设备管理用房区,同时调整站厅至站台的楼梯数量及位置,使其能均匀面向客流。这是一个集结构、建筑功能和各种工艺流程复杂的综合过程。

站台是供乘客上、下列车及候车的场所。站台层应由站台、楼梯(自动扶梯)、设备、管理用房、行车道等组成。站台长度、宽度和高度按下列方法确定。

1. 站台长度

站台长度分为站台总长度及站台计算长度两种。

(1) 站台总长度是包含了站台计算长度和所设置的设备、管理用房及迂回风道等总的长度。

(2) 站台计算长度为列车最大编组数的有效长度与停车误差之和。当无站台门时,有效长度应为首、末两节列车司机室门外侧之间的长度;有站台门时,有效长度应为首、末两节车辆尽端客室门外侧之间的长度,不包括司机门的屏蔽门所围长度。站台有效长度范围内为乘客使用区。站台计算长度按下式计算:

$$L = nl + \Delta \tag{3-8}$$

式中 l——单节车辆长度;

n——单列地铁列车的编组数。

Δ——停车误差,是指由于列车采用的自动停车设备的先进程度不同及司机操作熟练程度的差异,允许列车停车的理论位置与实际位置有一定的误差。当无屏蔽门(安全门)时,停车误差应取1~2m,有屏蔽门时应取±0.3m之内。

2. 站台宽度

站台宽度主要根据车站远期预测高峰小时客流量大小、列车运行间隔时间、结构横断面形式、站台形式、站房布置、楼梯及自动扶梯位置等因素综合考虑确定。为保证乘客在站台上候车安全,距站台边缘400mm处应设不小于80mm宽的醒目安全线(黄线)。

1) 岛式站台宽度

其宽度包含沿站台纵向布置的楼梯(自动扶梯)的宽度、结构立柱(或墙)的宽度和侧站台宽度。计算公式如下:

$$B_d = 2b + nz + t \tag{3-9}$$

式中 B_d——岛式站台宽度,m;

b——侧站台宽度,m;

n——横向柱数;

z——纵梁宽度(含装饰层厚度),m;

t——每组楼梯与自动扶梯宽度之和，m。

2）侧式站台宽度

侧式站台宽度可分为以下两种情况。

(1) 沿站台纵向布设楼梯（自动扶梯）时，则站台总宽度由楼（扶）梯的宽度、设备和管理用房所占的宽度（移出站台外则不计宽度）、结构立柱的宽度和侧站台宽度等组成。

(2) 通道垂直与站台方向布置时，楼梯（自动扶梯）均布置在通道内，则站台总宽度包含设备和管理用房所占的宽度（移出站台外则不计宽度）、结构立柱的宽度和侧站台宽度。

侧式站台宽度计算公式如下：

$$B_c = b + z + t \tag{3-10}$$

式中　B_c——岛式站台宽度，m；

b——侧站台宽度，m；

n——横向柱数；

z——纵梁宽度（含装饰层厚度），m；

t——每组楼梯与自动扶梯宽度之和，m。

其中，侧站台宽度的计算有两种情况，取二者的较大值作为侧站台宽度：

$$b = \frac{Q_{上}\rho}{L} + b_a \tag{3-11}$$

$$b = \frac{Q_{上下}\rho}{L} + M \tag{3-12}$$

式中　$Q_{上}$——远期或客流控制期每列车超高峰小时单侧上车设计客流量，人；

$Q_{上下}$——远期或客流控制期每列车超高峰小时单侧上、下车设计客流量，人；

ρ——站台上人流密度，取0.33～0.75m^2/人；

L——站台计算长度，m；

M——站台边缘至站台门立柱内侧距离，无站台门时取0，m；

b_a——站台安全防护带宽度，取0.4，有站台门时用M代替b_a值，m。

站台边缘与静止车辆车门处的安全间隙一般在直线段宜为70mm（内藏门或外挂门）或100mm（塞拉门）；曲线段应在直线段规定值基础上加不大于80mm的放宽值，尺寸应满足限界安装公差要求。

根据上述公式计算结果，站台尺寸应符合《地铁设计规范》(GB 50157—2013)尺寸要求，见表3-7。

表3-7　站台各部位最小尺寸　m

名　称		最小宽度
岛式站台		8.0
岛式站台的侧站台		2.5
侧式站台（长度范围内设梯）的侧站台		2.5
侧式站台（垂直于侧站台开通道口设梯）的侧站台		3.5
站台计算长度不超过100m，且楼梯、扶梯不伸入站台计算长度	岛式站台	6.0
	侧式站台	4.0

例题：在沈阳地铁 2 号线设计中，因车辆远期规划为 6 辆编组，3 辆动力车，3 辆拖车。车型采用国产 B 型车，车辆长度为 19000mm，车辆宽度为 2800mm，车顶至轨面高度为 3800mm，车辆地板至轨面高度为 1100mm。2 号线某岛式车站(有站台门)客流预测资料见表 3-8。站台边缘至站台门立柱内侧距离取 0.5m，人流密度取 0.5m²/人。根据以上资料计算站台计算长度和侧站台宽度。

表 3-8　预测早高峰乘降量及断面客流(人/h)及超高峰系数

时　期	上　行		断面客流	下　行		断面客流	超高峰系数	列车对数
	上客量	下客量		上客量	下客量			
初期 2013 年	163	1833	4689	1453	177	2307	1.3	12
近期 2020 年	327	3584	9230	2928	361	4735		18
远期 2035 年	840	4116	21392	3314	905	14845		36

解：站台计算长度 $L=nl+\Delta=6\times19\text{m}+0.3\text{m}=114.3\text{m}$，可取 115m。

根据各时期客流量可知，各时期上行早高峰乘降量之和大于下行早高峰乘降量之和，故应采用上行早高峰乘降量进行计算，对于 $Q_{上、下}$ 取值的计算如下：

初期 2013 年：(163 人/h＋1833 人/h)×1.3/12＝216 人/h

近期 2020 年：(327 人/h＋3584 人/h)×1.3/18＝283 人/h

远期 2035 年：(840 人/h＋4116 人/h)×1.3/36＝215 人/h

可知，近期的 $Q_{上下}$ 值最大，根据每小时客流量可得侧站台宽度为

$$b=\frac{Q_{上下}\rho}{L}+M=\frac{283\text{ 人}\times0.5\text{m}^2/\text{人}}{115\text{m}}+0.5\text{m}=1.73\text{m}$$

计算值小于《地铁设计规范》(GB 50157—2013)规定的岛式站台侧站台宽度最小值 2.5m，故侧站台宽度 b 取 2.5m。

3. 站台高度

站台高度是指线路走行轨顶面至站台地面的高度。站台台面应低于车厢地板面，高差不得大于 50mm。站台面距钢轨顶面的高度对 A 型车应为 1080±5mm，对 B_1 和 B_2 型车应为 1050±5mm。车辆地板面距钢轨顶面高度对 A 型车通常取 1130mm，对 B_1、B_2 型车一般取 1100mm。

3.4.3　站厅层设计

站厅的作用是将由出入口进入的乘客迅速、安全、方便地引导到站台乘车，或将下车的乘客同样地引导至出入口出站。站厅层一般由公共区和内部管理及设备区组成。公共区主要功能为满足客流进出集散、完成售、检票等活动，内部管理区主要包括管理用房、设备用房、通风道及管道间等。

1. 站厅功能区

站厅公共区根据客流流线及管理需要划分为非付费区和付费区。付费区是指乘客需要经购票、检票方可进入的区域，然后到达站台。非付费区连通车站出入口，部分车站同时兼

顾过街功能。付费区与非付费区之间应设置高度不小于 1.1m 的隔离栅栏。靠近出站闸机，在付费区与非付费区之间应设客服中心。站厅两端公共区的非付费区宽度(即划分付费区的隔离栏与设备管理区墙面之间)不宜小于 16m；设于站厅两端的非付费区，宜采用通道连通，最小宽度不应小于 2.4m，如兼有过街功能，通道宽度不应小于 4m。非付费区内设有各类售票设备等车站服务设施。售票设备宜集中布置在站厅公共区端部客流通行量较少的地方。站厅公共区地面装饰层面至吊顶面最小高度为 3000mm。

2. 售票和检票设施

1）售票设施

售票设施分为人工售票、自动售票及半人工半自动售票。表 3-9 给出了人工和自动售票机的最大能力，根据旅客进站人数可计算售票设施的数量，分以下两种情况考虑。

(1) 只设自动售票机或只设人工售票厅，所需台数(或座数)为

$$N_1 = \frac{M_1 K}{m_1} \tag{3-13}$$

式中 M_1——高峰小时进站客流量(上行和下行)客流量；

K ——超高峰小时系数，取 1.1～1.4；

m_1——自动检票机或人工售票每小时售票能力，按表 3-9 取值。

(2) 半人工半自动售票时，应考虑客流分流比例，分别估算人工售票亭和自动售票机的数量。

2）检票设施

检票机(图 3-24)数量计算公式如下：

$$N_2 = \frac{M_2 K}{m_2} \tag{3-14}$$

式中 M_2——高峰小时进站客流量(上行和下行)或出站客流量总量；

m_2——检票机每台每小时检票能力，按表 3-9 取值。

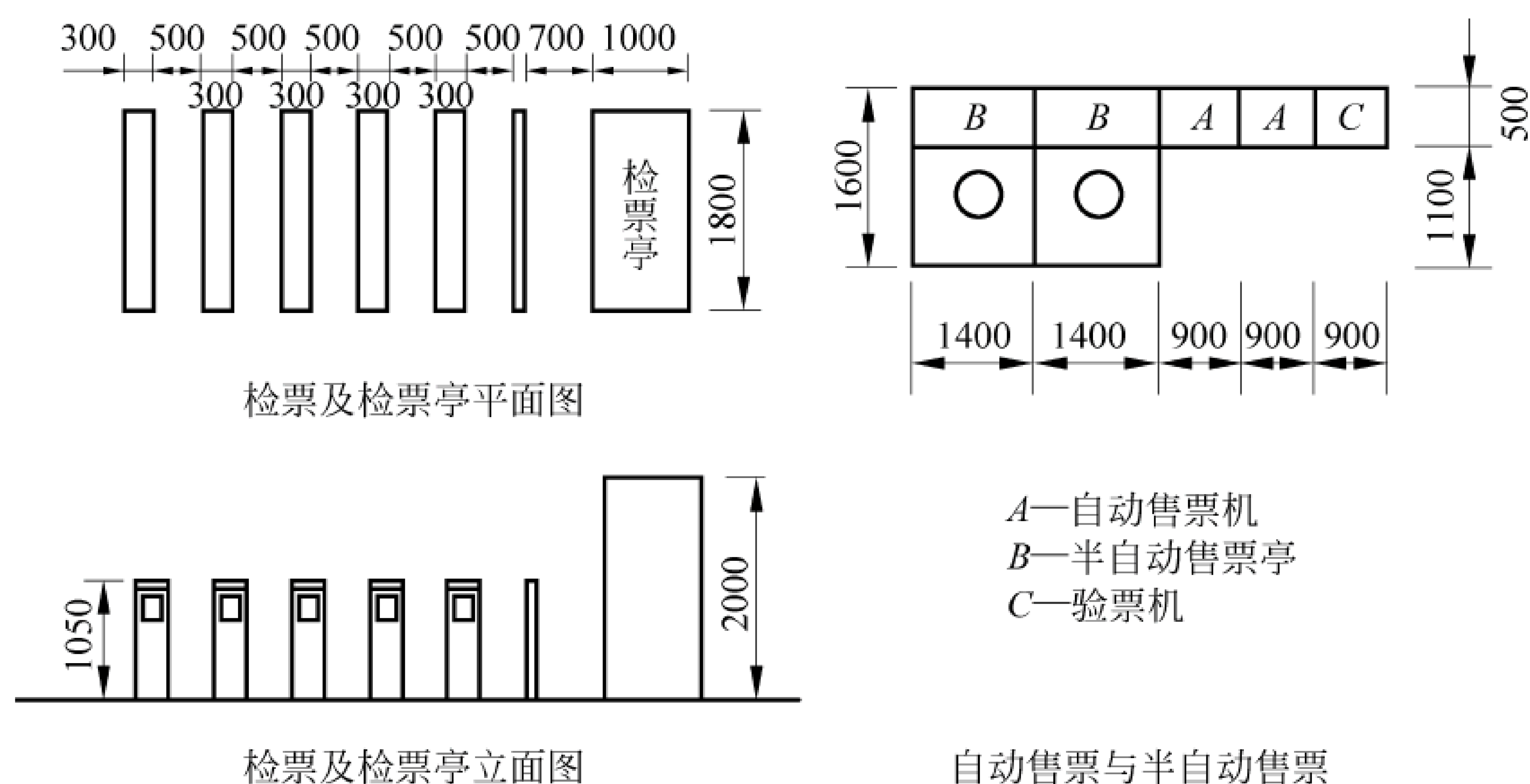


图 3-24 检票设施

表 3-9 各种检、售票设施的通过能力

设施名称			最大通过能力/(人次/h)
人工售票口			1200
自动售票机			300
人工检票口			2600
自动检票机	三杆式	非接触 IC 卡	1200
	门扉式	非接触 IC 卡	1800
	双向门扉式	非接触 IC 卡	1500

3. 出入口

1）出入口分类

地下车站出入口按平面形式分为一字形、L 形、T 形、Π 形、Y 形等。一字形(图 3-25(a))出入口占地面积少，结构及施工简单，布置比较灵活，人员进出方便，比较经济。L 形出入口(图 3-25(b))人员进出方便，结构及施工稍复杂，比较经济。T 形出入口(图 3-25(c))人员进出方便，结构及施工稍复杂，造价比前两种形式高。由于环境条件所限，出入口长度按一般情况设置有困难时，可采用 Π 形出入口(图 3-25(d))。Y 形出入口(图 3-25(e)、(f))常用于一个主出入口通道有两个及两个以上出入口的情况，这种形式布置比较灵活，适应性强。

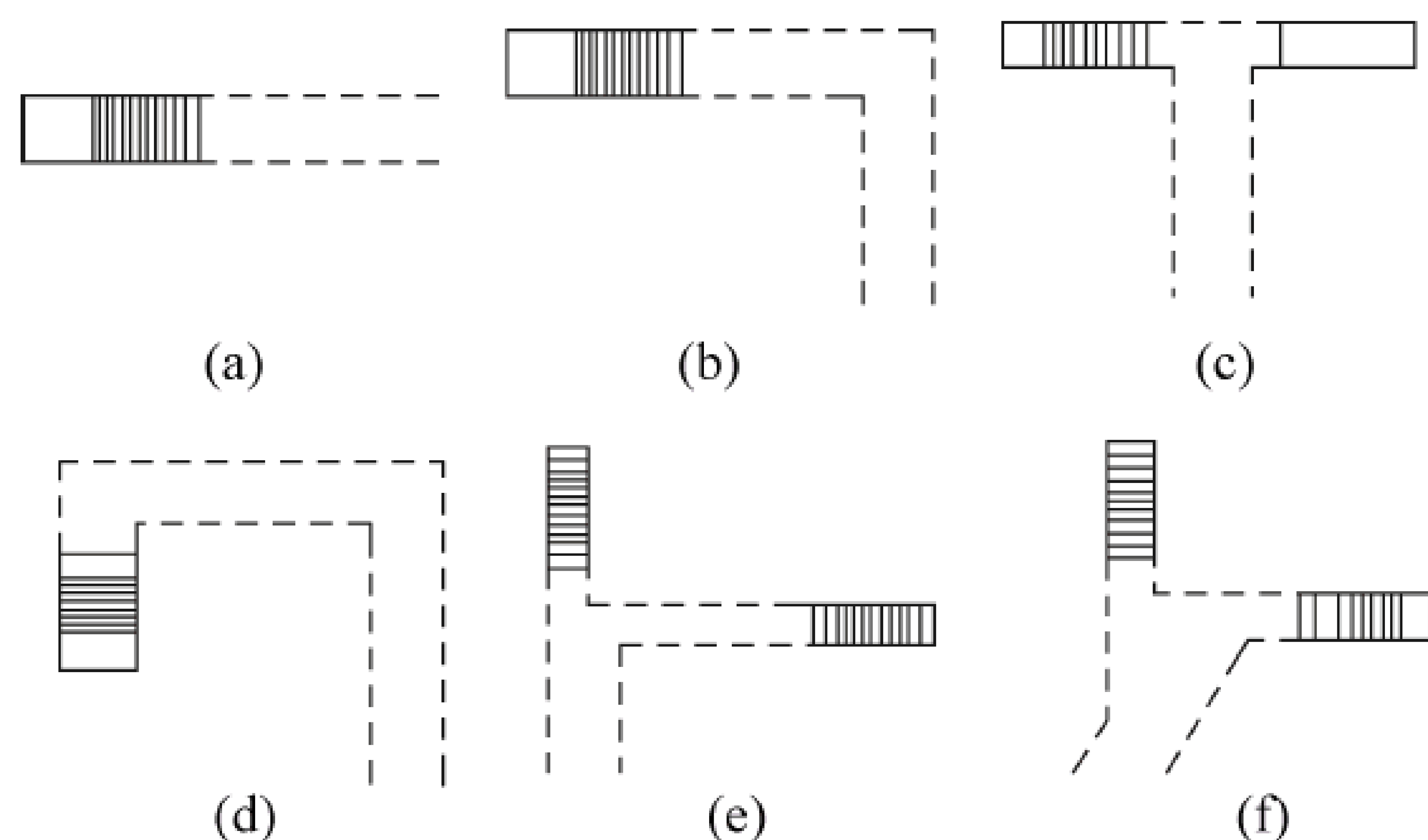


图 3-25 出入口形状

出入口按照设置形式可分为独立式出入口和合建式出入口，独立式出入口按照地面部分形式不同又分为敞开式出入口和有盖出入口。独立设置的出入口需要单独占用城市土地资源，景观处理困难，尤其是位于城市中心区的地铁出入口与城市资源的矛盾最为尖锐；合建的出入口能很好地解决这个矛盾，而且地铁出入口与商业建筑的合建能实现客流之间的互换，乘客与顾客角色的转换在瞬间完成，这也是现在越来越多新建商业建筑要与地铁出入口结合的原因。

此外，地铁出入口还可按口部围护结构形式分为敞口式出入口、半封闭式出入口和全封闭式出入口，按使用性质分为普通出入口、战备出入口和平战结合出入口。

2）普通出入口的设计

地铁出入口数量应结合客流量和消防疏散要求进行规划设计，但不得少于 2 个，其宽度计算公式为

$$B_{tn}=\frac{M\cdot a\cdot b_n}{C_t\cdot N} \tag{3-15}$$

式中 B_{tn}——出入口楼梯宽度(n 表示出入口序号),m;

M——车站远期或客流控制期分向设计客流量;

a——超高峰系数,$a=1.1\sim1.4$;

b_n——出入口客流不均匀系数($b_n=1.1\sim1.25$,n 表示出入口序号);

C_t——楼梯通过能力;

N——出入口数量。

《地铁设计规范》(GB 50157—2013)要求出入口通道边缘与出站检票口的间距一般不小于5m。车站出入口应设置上、下行自动扶梯;当设置有困难且提升高度不大于10m时,至少应有一个出入口设置上、下行自动扶梯。

4. 通道

1) 出入口通道

地铁车站出入口通道的常见形式有地道式和天桥式。出入口通道的宽度应根据远期或客流控制期高峰小时出站和进站人数及通道数量进行设计,设计中应考虑不同通道客流的不均匀性进行客流分配,分别对每个出入口通道进行宽度计算,并满足《地铁设计规范》(GB 50157—2013)最小宽度要求。

地铁出入口通道设计时,要求通道的弯折不宜超过三处,弯折角度不宜小于90°,出入口通道长度不宜超过100m。

2) 换乘通道

通道换乘一般适用于不相邻的两座或多座车站,在每个车站之间使用通道连接,供乘客换乘。连接通道可以直接设置在站台上,也可以设在各个站厅之间,每个通道的宽度需要综合考虑客流量来分析和设计,通道长度不宜超过100m。

3.4.4 楼梯设计

1. 步行楼梯和自动扶梯

按《地铁设计规范》(GB 50157—2013)规定,站台与站厅应设上、下行自动扶梯,当场地条件设置上、下行自动扶梯有困难时,且整体提升高度不大于10m时,允许有少数站厅与站厅仅设置上行自动扶梯。

1) 步行楼梯

步行楼梯宽度计算公式如下:

$$m=\frac{NK}{n} \tag{3-16}$$

式中 N——预测上客量(上行+下行),人/h;

K——超高峰系数,取1.1~1.4;

n——楼梯双向混行通过能力(见表3-10)。

乘客使用的楼梯踏步高度宜采用135~150mm,宽度宜采用300~340mm,一般采用高

150mm，宽 300～320mm。楼梯每梯段不应超过 18 级，不得少于 3 级。休息平台长度为 1200～1800mm。楼梯最小宽度单向通行时为 1800mm，双向通行时为 2400mm。

当楼梯宽度大于 3600mm 时，中间应设栏杆扶手。踏步至顶板的净高不应低于 2400mm。楼梯井栏杆(板)高度不宜小于 1100mm。楼梯与出站检票口距离宜不小于 5m，与进站检票口距离不宜小于 4m。

表 3-10 楼梯最大通过能力和尺寸

部位名称		最大通过能力/(人次/h)
1m 宽楼梯	下行	4200
	上行	3700
	双向混行	3200
1m 宽通道	单向	5000
	双向混行	4000
1m 宽自动扶梯	输送速度 0.5m/s	6720
	输送速度 0.65m/s	不大于 8190
0.65m 宽自动扶梯	输送速度 0.5m/s	4320
	输送速度 0.65m/s	5265
通道		2.4m
单向楼梯		1.8m
双向楼梯		2.4m
与上、下均设自动扶梯并列设置的楼梯(困难情况下)		1.2m
消防专用楼梯		1.2m

2）自动扶梯

车站用自动扶梯参数一般要求额定速度为 0.5～0.75m/s(宜选用 0.65m/s)，净宽不小于 1m，自动梯台数的计算公式如下：

$$n = \frac{NK}{m} \tag{3-17}$$

式中 N——预测下客量(上行+下行)，人/h；

K——超高峰系数，取 1.1～1.4；

m——自动扶梯输送能力。

车站出入口的自动扶梯倾角不应大于 30°，站台与站厅自动扶梯倾角应为 30°。自动扶梯相对布置时，两自动扶梯工作点间距离不小于 16m。自动扶梯与楼梯相对布置时，其间的距离不得小于 12m。自动扶梯与出站检票口的距离不宜小于 8m，与进站检票口的距离不宜小于 7m。

3）楼梯事故疏散时间验算

设于站台层人行楼梯和自动扶梯的总量布置除应满足上、下车乘客的需要外，还应按站台的事故疏散时间进行验算：

$$T = 1 + \frac{Q_1 + Q_2}{0.9[A_1(N-1) + A_2 B]} \leqslant 6\text{min} \tag{3-18}$$

式中 Q_1——远期或客流控制期中超高峰小时一列进站列车的最大客流断面流量，人；

Q_2——远期或客流控制期中超高峰小时站台上的最大候车乘客，人；

A_1——一台自动扶梯的通过能力，人/(min·m)；

A_2——疏散楼梯的通过能力，人/(min·m)；

N——自动扶梯数量；

B——疏散楼梯的总宽度，m。每组楼梯的宽度应按 0.55m 的整倍数计算。

2. 垂直电梯

有无障碍设计要求时应设置垂直电梯，以满足残疾人及运送设备和物件的需求。电梯应设置封闭室，并符合防火规范要求。

3.4.5 通风道和通风亭

1. 通风道

通风道又称通风井，是地铁车站建筑中预留的通道，主要用于通风或者防水，危急时刻也可用于逃生与消防。通风道主要有两种形式：自然通风的风井可以兼做进风井与排风井；还有一种是机械辅助通风的井，有一个进风井和一个排风井，进风井安装进气扇，排风井安装排气扇。风井一般是从地下室的顶板通到外面。通风井的数量根据当地气候条件、车站规模、温湿度标准等因素经计算确定，一般每座车站设有 1～2 个通风井。

2. 通风亭

由于地铁与外界之间的相对隔绝，为保证内部具有较好的空气质量，应使隧道内部与外界直接进行空气交换，保证隧道内部污浊空气顺利排除和外界新鲜空气的输入。可以设置不同的风亭，其中包括新风亭、排风亭和活塞风亭。

1）新风亭

通过风机为地铁车站输送新鲜空气，是为保障地下封闭空间的空气质量和卫生防疫标准而采取的措施。每个新风亭服务半个车站。为防止地面纸屑、砂土进入地铁车站，新风亭风口一般距地面 2m 以上。若位于绿地上、则可低至 1m，同时需要设置防护网，以防止地面废弃物进入风道。风亭的风口高度也要满足防淹要求。

2）排风亭

排风亭用于排除站内废气、乘客呼出的二氧化碳、回风中的粉尘和有害物质，同时兼作火灾事故时的排烟，有新风的补充，就会有一定量的废气排除，从而保证地铁车站内部空气有适宜的温度和质量。排风亭设置于路边时，风口一般距离地面 2m，避免风直接吹向行人。如果位于绿地内则可低至 1m，但周边要设有 3m 绿篱。风亭的风口高度也需满足防淹要求。

3）活塞风亭

活塞风亭是依据空气动力的活塞原理，高速行进的列车作为活塞将区间和车站隧道中的空气挤压或抽吸来与外界空气进行对流交换，使列车在隧道内运行过程中强迫气流形成的阵风，通过隧道和隧道活塞风井进出。活塞风井同时具有运营前的换气及火灾事故时的排烟功能。活塞风亭的风口要求与排风亭相同。

根据车站通风模式，一般在车站的左、右两端设有排风亭、新风亭各 1 个，活塞风亭 2 个。

活塞风亭口部之间或活塞风亭与排风亭口部之间的距离应不小于5m,可根据所处环境不同而采取平面或立面拉开的方法进行控制,以避免相互之间串风,确保车站和区间的空气质量。

3.5 地铁限界设计

3.5.1 限界定义及内容

限界是保障地铁安全运行、限制车辆断面尺寸、限制沿线设备安装尺寸、确定建筑结构有效尺寸的最小尺寸断面。根据不同的功能要求,地铁限界分为车辆限界、设备限界和建筑限界。

车辆限界是指车辆在直线地段正常运行状态下的最大动态包络线,用来限制车辆设计和制造以及制定站台和屏蔽门(安全门)限界。车辆限界应根据车辆的轮廓尺寸和技术参数,并考虑其静态和动态情况下所能达到的横向和竖向偏位移,按可能产生的最不利情况组合确定。《地铁设计规范》(GB 50157—2013)给出了目前我国地铁车辆基本参数:A型车宽度为3000mm、高度为3800mm;B_1 和 B_2 型车宽度为2800mm、高度为3800mm。

设备限界是限制安装设备不得侵入的一条控制线,它是在车辆限界基础上再计入轨道出现的最大允许误差时,引起车辆偏移和倾斜等附加偏移量,以及在设计、施工、运营中难以预计因素在内的安全预留量。《地铁设计规范》(GB 50157—2013)附录中给出了直线段A型车、B_1 和 B_2 型车的车辆轮廓线、设备限界坐标值和附图。限界坐标值采用二维直角坐标,将车辆横断面的垂直线与平直轨道横断面的垂直中心线相重合设为纵坐标轴 Z,将平直轨道轨顶连线设为横坐标 Y,两轴相垂的交点为坐标的原点 O,如图3-26所示。

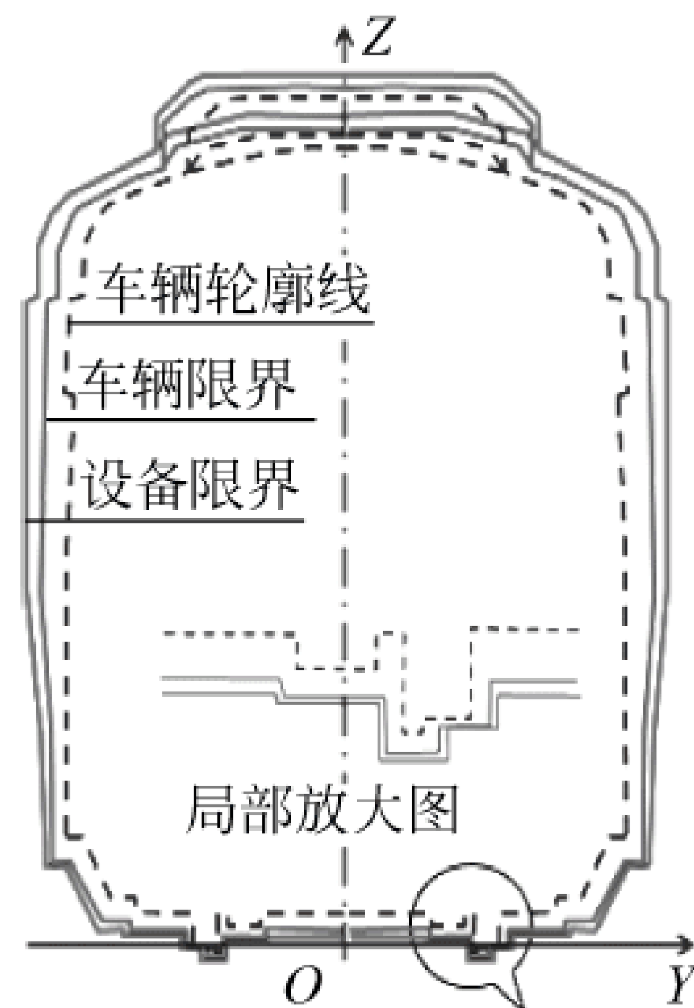


图3-26 限界示意图

建筑限界是在设备限界的基础上,考虑了设备和管线安装尺寸后的最小有效断面。建筑限界不考虑测量误差、施工误差、结构沉降、位移变形等因素。

3.5.2 地铁区间隧道限界

1. 区间直线段隧道限界

区间直线段建筑限界应根据已定的车辆类型、受电方式、施工方法及地质条件等确定,可分为矩形隧道建筑限界、马蹄形隧道建筑限界、圆形隧道建筑限界等。

矩形隧道直线段建筑限界以直线段设备限界为计算依据,按式(3-19)计算。建筑限界高度按全线曲线段最大高度设计。

$$\left.\begin{aligned} B_S &= B_L + B_R \\ B_R &= Y_{S(\max)} + b_R + c \\ B_L &= Y_{S(\max)} + b_L + c \end{aligned}\right\} \tag{3-19}$$

A型车和 B_2 型车:$H = h_1 + h_2 + h_3$

B_1 型车：$H=h_1'+h_2'+h_3$

式中 B_S——建筑限界宽度；

B_L、B_R——行车方向左、右侧墙至线路中心线净空距离；

H——自结构底板至隧道顶板建筑限界的高度；

$Y_{S(max)}$——直线段设备限界最大宽度值，mm；

b_R、b_L——右、左侧的设备、支架或疏散平台等最大安装宽度值，mm，一般不小于 100mm；

c——安全间隙，取 50mm；

h_1——受电弓工作高度，mm，受电弓工作高度自轨顶面不大于 4600mm；

h_2——接触网系统高度，mm，广州地铁采用 1000mm；

h_3——轨道结构高度，mm，取值见表 3-11；

h_1'——设备限界高度，mm；

h_2'——设备限界至建筑限界安全间隙，取 200mm。

表 3-11 轨道结构高度 mm

结构形式	轨道结构高度	
	正线、配线	车场线
矩形隧道	560	—
单线马蹄形隧道	650	—
单线圆形隧道	740	—
有砟道床(木枕/混凝土枕)	700～900	580～625
车场库内	—	500～600

盾构施工的圆形隧道，不论直线段和曲线段，圆形隧道建筑限界应统一按全线平曲线最小半径和最大轨道超高来确定。

单线马蹄形隧道的建筑限界，直线段和曲线段建筑限界的断面尺寸相差不大，为简化计算和设计，一般全线根据规定运行速度用最小曲线半径和最大超高计算的设备限界以及设备安装尺寸、误差等因素来设计。考虑施工误差，一般在建筑限界的两侧和顶部各增加 100mm。

在建筑限界以内、设备限界以外的空间，应能满足固定设备和管线安装的需要(图 3-27)。应在设备与设备限界之间预留 20～50mm 的安全空间。当建筑限界侧面和顶面没有设备和管线时，建筑限界与设备限界之间的间隙不宜小于 200mm，困难情况下不小于 100mm。相邻双线设计时，当两线间无墙、柱及其他设备时，两设备限界之间的安全间隙不得小于 100mm。

2. 区间圆曲线段隧道限界

由于车辆在曲线上运行时，车辆纵向中心线是直线，而轨道中心线是曲线，两者不吻合，故车辆产生平面偏移，导致车体外侧侵占外侧建筑限界，而车体内侧中部也侵占内侧建筑限界。另外，在曲线地段，一般设置外侧超高来平衡离心力作用，这也引起车辆的竖向中心线向内侧偏移，导致车体顶部侵入建筑限界。因此，曲线段的建筑限界应在曲线段设备限界基础上加宽、加高。

曲线地段矩形隧道建筑限界应在曲线设备限界基础上，按下列公式计算。

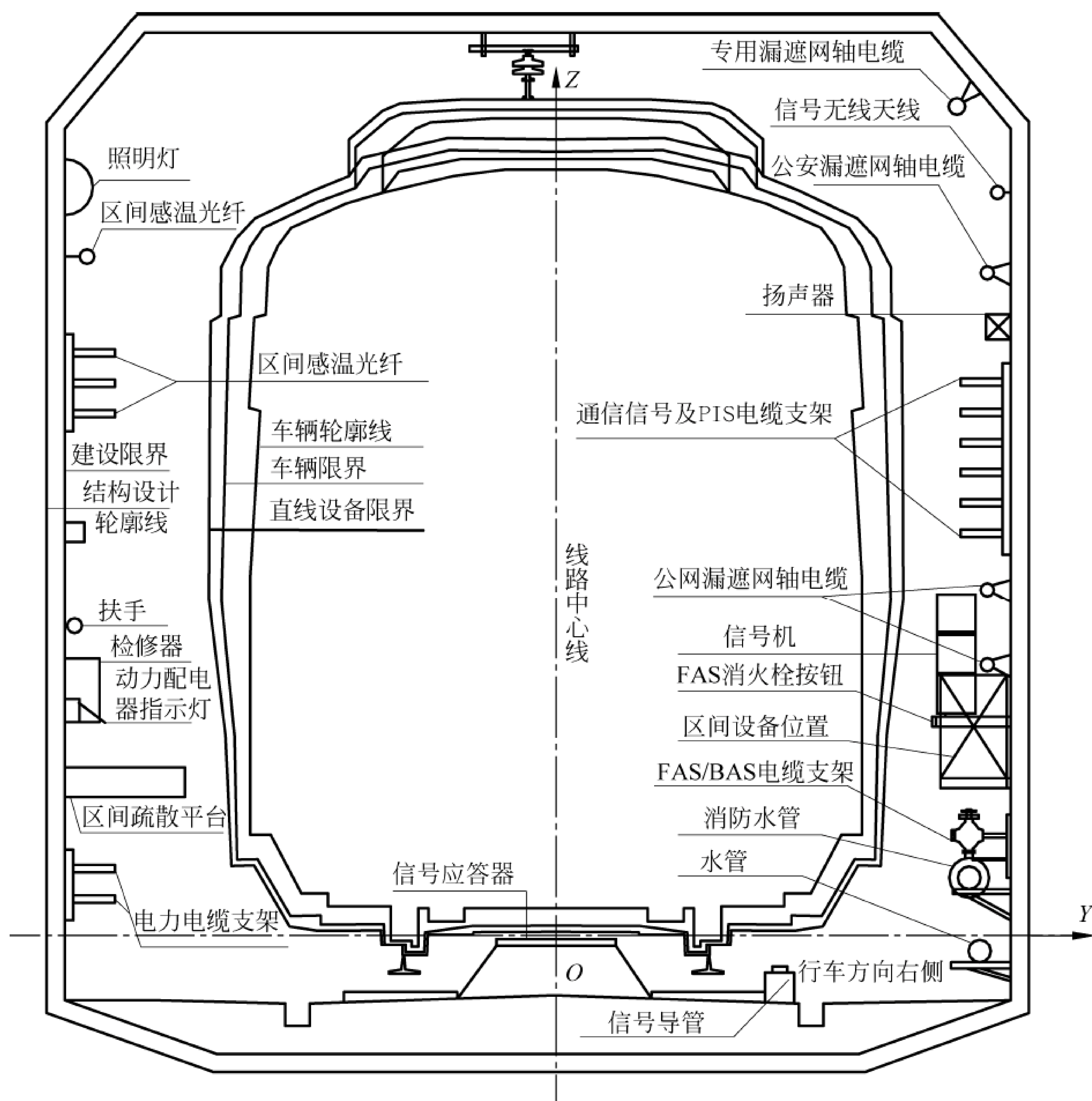


图 3-27 限界细部布置示意图

外侧建筑限界宽度：$B_{外}=Y_{Ka}\cos\alpha-Z_{Ka}\sin\alpha+b_R$（或$b_L$）$+c$

内侧建筑限界宽度：$B_{内}=Y_{Ki}\cos\alpha+Z_{Ki}\sin\alpha+b_L$（或$b_R$）$+c$

A 型和 B_1 型车的建筑限界高度与直线段相同。

B_2 型车的建筑限界高度：$H=Y_{Kh}\sin\alpha+Z_{Kh}\cos\alpha+h_3+200$

$$\alpha=\arcsin(h/s) \tag{3-20}$$

式中 h——轨道超高值，mm；

s——滚动圆间距，取 1500mm；

(Y_{Ka},Z_{Ka})，(Y_{Ki},Z_{Ki})，(Y_{Kh},Z_{Kh})——曲线地段设备限界控制点坐标值，mm。

圆曲线地段车辆限界和设备限界应按平面曲线或竖曲线引起的几何偏移量、过超高或欠超高引起的限界加宽和加高量、曲线轨道参数及车辆参数变化引起的限界加宽量计算确定。地铁一般采用无砟轨道，轨道参数及车辆参数引起的设备限界加宽量可按下式计算。

曲线外侧：$\Delta Y_{ca}=3+\dfrac{300}{R}+1.4+15+4$

曲线内侧：$\Delta Y_{ci}=\dfrac{300}{R}+1.4+15+4$

圆曲线地段设备限界各点坐标值应由相应直线段设备限界各点坐标值加上总偏移量后得到。总偏移量计算如下：

(1) 当车体横向加宽和超高(或欠超高)偏移方向相同时，设备限界总偏移量为

曲线外侧：$\begin{cases}\Delta Y_{a}=T_{a}+\Delta Y_{Qa}+\Delta Y_{ca}\\ \Delta Z_{a}=-\Delta Z_{Qa}\end{cases}$

曲线内侧：$\begin{cases}\Delta Y_{i}=T_{i}+\Delta Y_{Qi}+\Delta Y_{ci}\\ \Delta Z_{i}=-\Delta Z_{Qi}\end{cases}$

(2) 当车体横向加宽和超高(或欠超高)偏移方向相反时，设备限界总偏移量为

曲线外侧：$\begin{cases}\Delta Y_{a}=T_{a}-\Delta Y_{Qa}+\Delta Y_{ca}\\ \Delta Z_{a}=\Delta Z_{Qa}\end{cases}$

曲线内侧：$\begin{cases}\Delta Y_{i}=T_{i}-\Delta Y_{Qi}+\Delta Y_{ci}\\ \Delta Z_{i}=\Delta Z_{Qi}\end{cases}$

式中 T_{a}、T_{i}——车体曲线外侧和内侧几何偏移量，参见《地铁设计规范》(GB 50157—2013)取值；

ΔY_{Qa}、ΔY_{Qi}——过超高或欠超高引起设备限界横向加宽量，参见《地铁设计规范》(GB 50157—2013)取值；

ΔZ_{Qa}、ΔZ_{Qi}——过超高或欠超高引起设备限界竖向加高量，参见《地铁设计规范》(GB 50157—2013)取值。

3. 区间缓和曲线段矩形隧道建筑限界

由于缓和曲线曲率是不断变化的，因此缓和曲线段加宽也是一个变化值。缓和曲线加宽分为内侧加宽和外侧加宽。加宽值包括三部分：曲线半径变化引起的加宽、轨道超高引起的加宽和其他因素引起的加宽。

1) 缓和曲线半径变化引起的加宽 e_{p}

① 内侧加宽值

A 型车：$e_{p内}=31592\dfrac{x}{C}$

B 型车：$e_{p内}=20450\dfrac{x}{C}$

② 外侧加宽值

A 型车：$e_{p外}=\dfrac{1}{C}(30240x+222768)$

B 型车：$e_{p外}=\dfrac{1}{C}(25280x+160107)$

式中 $e_{p内}$、$e_{p外}$——缓和曲线引起的曲线内、外侧限界加宽值，mm。

2) 轨道超高引起的加宽 e_{h}

$$h_{缓}=\frac{hx}{L} \tag{3-21}$$

$$C=LR \tag{3-22}$$

$$e_{h内} = Y_1\cos\alpha + Z_1\sin\alpha - Y_1 \quad (3\text{-}23)$$

$$e_{h外} = Y_2\cos\alpha - Z_2\sin\alpha - Y_2 \quad (3\text{-}24)$$

$$\sin\alpha = \frac{h_{缓}}{1500} \quad (3\text{-}25)$$

式中 $e_{h内}$、$e_{h外}$——轨道超高引起的曲线内、外侧限界加宽值，mm；

x——计算点距离缓和曲线起点的距离，m；

L——缓和曲线长度，m；

R——圆曲线半径，m；

h——圆曲线轨道超高值，mm；

$h_{缓}$——缓和曲线上计算点处的超高值，mm；

(Y_1, Z_1)——计算曲线内侧限界加宽的设备限界控制点坐标，mm；

(Y_2, Z_2)——计算曲线外侧限界加宽的设备限界控制点坐标，mm。

3）其他因素引起的加宽 $e_{其他}$

引起加宽的其他因素包括欠超高或过超高引起的加宽量，以及曲线轨道参数及车辆参数变化引起的建筑限界加宽量。通常，其他因素引起的加宽量值在车站地段取10mm，区间隧道地段取30mm。

综合上述三种因素，缓和曲线上限界加宽总量计算如下：

曲线内侧加宽总量为 $E_{内} = e_{p内} + e_{h内} + e_{其他}$；

曲线外侧加宽总量为 $E_{外} = e_{p外} + e_{h外} + e_{其他}$。

地铁缓和曲线段建筑限界内侧和外侧加宽适用范围如图3-28所示。

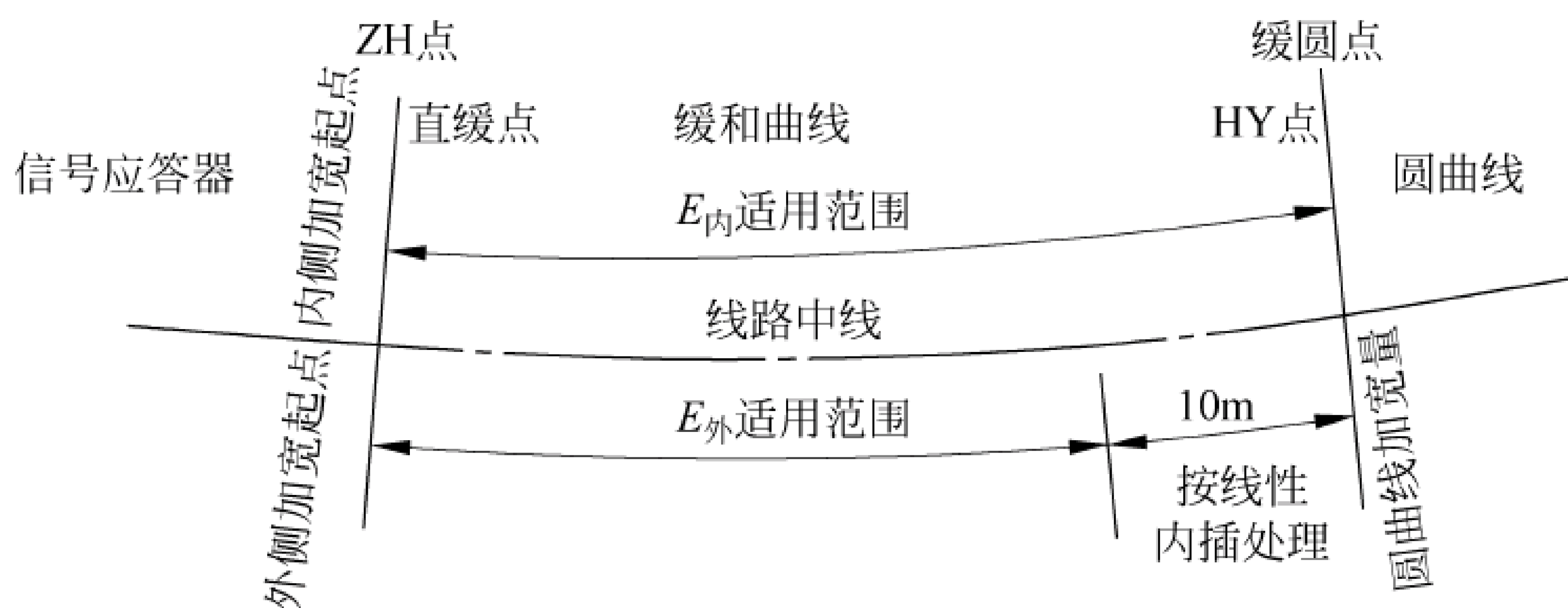


图3-28 缓和曲线段建筑限界加宽范围示意图

3.5.3 地铁车站建筑限界

1. 直线地段

站台公共区地面装饰层面至吊顶面最小高度不应小于3000mm。

在站台计算长度范围内，站台边缘到线路中心线距离应不侵入车辆限界加上安全间隙，取车辆限界一半（A型车1500mm、B型车1400），安全间隙的取值与采用车门类型有关（内藏门或外挂门取70～75mm、塞拉门取100～105mm）。站台计算长度外的站台边缘与线路中心线距离，宜按设备限界另加不小于50mm安全间隙确定。

屏蔽门设于站台长度范围内，其最外侧突出点至车辆限界之间应有不小于25mm的安

装间隙。

车站断面多为矩形或直墙拱形，线路中心线距结构物界面（墙面或柱面）的距离一般取为区间隧道建筑限界的一半。对矩形车站，2100mm 可满足要求。

轨道结构高度为 560mm。如有轨道减震措施，则应另行设计。

车站建筑限界高度按区间建筑限界规定取值，如图 3-29 所示。

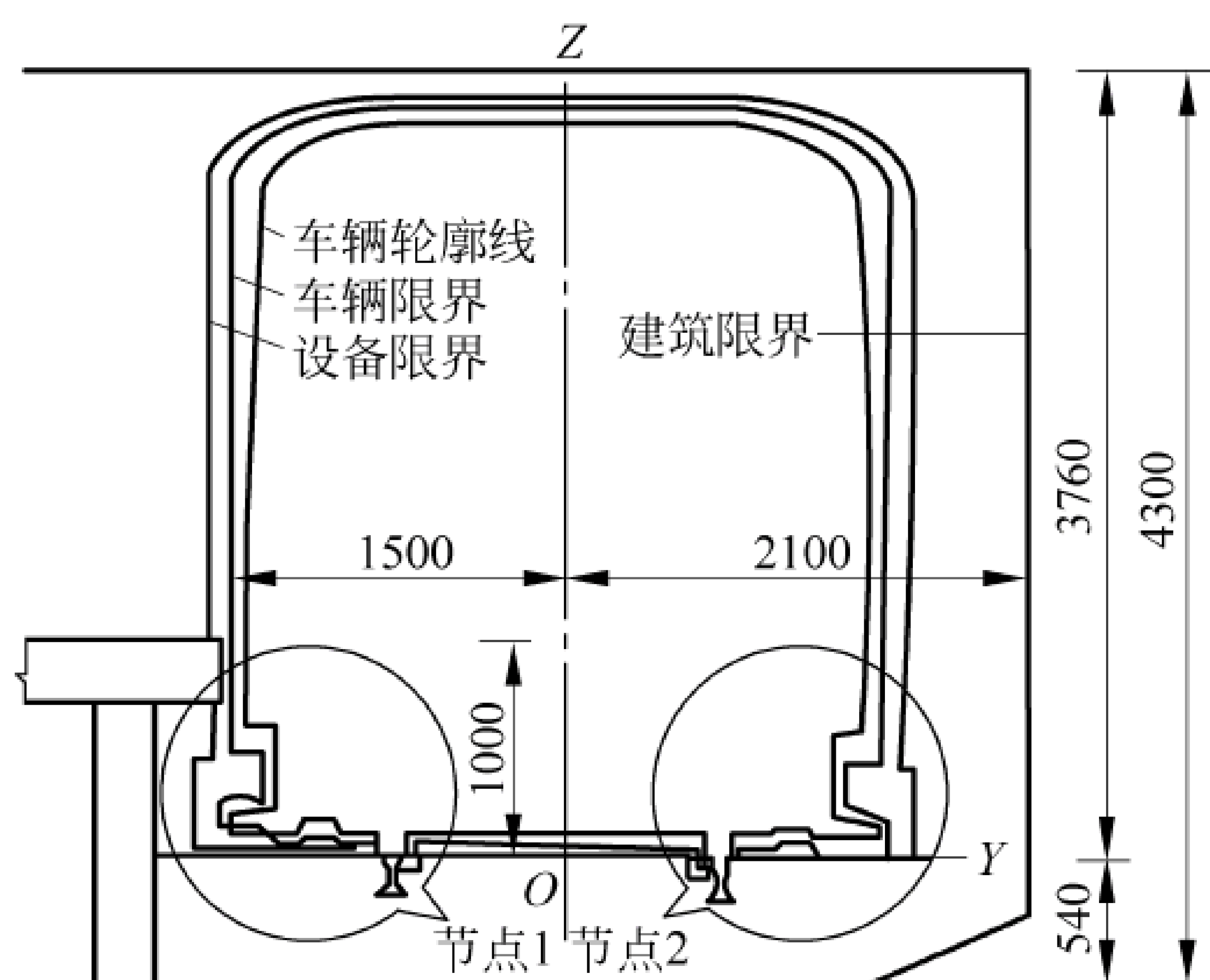


图 3-29　车站地段矩形断面隧道限界

2. 曲线段

曲线地段的车站，应在直线地段车站尺寸基础上，根据所选车辆参数及平面曲线半径和超高进行加宽设计。站台边缘与车厢地板面高度处车辆轮廓线的水平间隙不应大于 180mm。

思考题

1. 简述地铁路网规划设计原则。
2. 简述地铁路网结构形式分类及其特点。
3. 简述地铁线路总体规模如何设计。
4. 简述地铁线路平面设计内容及其标准。
5. 简述地铁线路纵断面设计内容及其标准。
6. 简述地铁车站分类及其特征。
7. 简述地铁车站站台如何设计。
8. 简述地铁车站站厅及楼梯设计内容。
9. 简述地铁限界定义及其分类。
10. 简述地铁限界加宽原因及其方法。

<<< 第4章

铁路隧道总体设计

目前，铁路隧道根据运行列车或货车的时速不同，分为高速铁路隧道、城际铁路隧道和客货共线铁路隧道。高速铁路是指基础设施设计速度标准高、可供火车在轨道上安全高速行驶的铁路，列车运营速度在200km/h以上，分为250km/h、300km/h和350km/h三级。中国高速铁路一般采用无砟轨道，也有少部分采用有砟轨道。中国高铁线路统一运营速度达200km/h以上的电力动车组列车，车次分为以G、D、C字母开头的三种，车辆分CRH和CR系列车型。城际铁路是指连接相邻城市的客运铁路系统，属于支线铁路的一种类型，一般在城市群或城市地带中建设，路线总里程比较短，只提供旅客运输服务，以运营多班次城际列车为主，设计速度分为200km/h、160km/h、120km//h；客货共线铁路指旅客列车和货物列车共线运营、旅客列车设计速度在200km/h及以下的铁路，主要集中于普速铁路，一般分成干线铁路和支线铁路两大类型。

4.1 铁路隧道选线

隧道工程对线路的技术条件、工程造价、施工工期等都起着控制作用。因此，在线路勘测设计中，如何正确选好隧道线路，是十分重要的课题。

隧道位置与线路互为相关，一般情况下，当一段线路的方案比选确定后，区段上的隧道位置只能依从于线路的位置大体决定。但是当隧道较长，工程规模较大，投资量大，工期长，技术上也有一定困难时，属于本线路的重点控制工程的区段，则这一区段就要依从于隧道所选定的最优位置，将线路以相应的引线和隧道连接起来。所以，应同时考虑隧道位置与线路的选定，并与隧道工程规模的大小紧密相关。

隧道具体位置的选择与当地的地质条件、水文地质条件、地形地貌条件、工程难易程度、投资数额、线路技术条件、工期的要求、施工技术水平和运营条件等多种因素有关。其中，最为重要的是地质条件和地形条件。

一般来说，应对沿线的地形、地质作详尽调查，充分掌握这两方面的资料，认识它们之间的内在联系，分清主次，统筹研究，处理好近期与远期、隧道与其他工程的关系，从而选择较为理想的隧道线路位置和恰当的隧道进出口位置。

4.1.1 越岭隧道选址

我国幅员辽阔，山川交错，当交通线路需要从一个水系过渡到另一个水系时，必须跨越高程很大的分水岭，这样的线路称为越岭线。为穿越分水岭而修建的隧道称为越岭隧道。

越岭线路一般要克服很大的高差，线路长度和平面位置又取决于线路坡度，因此选择越岭隧道位置时，应综合分析，慎重比选。选择越岭隧道位置时，应在附近较大范围内对各个垭口进行调查，弄清各个垭口高程和垭口处地质与水文地质条件，并对垭口两侧的沟谷地势、山体厚薄、山坡台地的分布情况进行详细的调查。综合考虑后，选择一个最恰当的垭口，并把隧道定在最合适的高程上。选择越岭隧道的位置主要解决选择垭口和确定隧道高程两大主要因素。

1. 选择垭口

分水岭的山脊线上高程较低处，称为垭口。一般宜选择下列越岭垭口。

(1) 高程较低、靠近线路短直方向。优先考虑在路线总方向上或其附近的低垭口，此时垭口在两侧具备良好展线的横坡时，一般越岭隧道较短。

(2) 山体较薄。选择垭口时，从地形上考虑，宜选择山体比较狭窄的垭口附近的底部通过，缩短隧道长度，减少工程量。

(3) 地质条件较好。从地质上考虑，垭口地段的地质条件往往较差，遇到断层破碎带和软弱岩层的概率较大。因此，应优先选择工程地质和水文地质条件良好的垭口。

(4) 引线条件较好。两侧有良好的展线条件，又不损失越岭高程的垭口。

同一垭口并非同时具备上述各条件，因此在进行垭口选择时，必须对可能穿越的垭口，广泛搜集地形、地质、水文资料，按照工期要求和隧道长度以及两端引线的主要技术条件、综合政治、经济等因素进行多方案广泛调查研究，最终确定最合理的越岭垭口。

2. 选择越岭隧道高程

在选定越岭垭口后，即面临越岭隧道高程的选择。分水岭的山体，一般是上陡下平。隧道位置定得越高，隧道长度越短，相应施工工期也短，但是会形成较大的纵坡和较长的展线，运营条件较差；反之，低标高隧道施工难度增加，施工期较长，但是引线短，线路顺直平缓，运营条件较好。因此，在选择越岭隧道标高时，必须进行地形、地质、施工、运营、经济等多种因素综合比较，而后确定最优隧道标高。在高寒地区，为避免冻结和积雪造成安全危害，在确定隧道高程时，应尽可能降低。

3. 越岭隧道选择原则

(1) 为避免隧道洞口深挖，应遵循“逢山穿洞，宁长勿短，早进晚出”的设计原则；

(2) 为避开不良地质地段，隧道设计时应“宁里勿外，宁深勿浅，避软就硬”。

4.1.2 傍山隧道选址

山区线路通常傍山沿河而行，山区水流的特点是河床狭窄、弯曲。为改善线形，提高车速，缩短里程，节省时间，常常修建傍山隧道。

傍山隧道一般埋藏较浅，容易造成各种病害。山坡亦常有滑坡、松散堆积、泥石流等不良地质现象，地质情况较为复杂。选择傍山隧道时，应注意以下几点：

(1) 对于傍山隧道的洞身覆盖厚度问题，为保持山体稳定和避免偏压产生，隧道位置宜靠向山体内侧。

(2) 河岸存在冲刷现象或河道窄、冲刷力强的地段，要考虑河岸冲刷对山体和洞身稳定的影响，隧道位置宜向山体内侧移，设在稳定的岩层中，如图4-1所示。

(3) 傍山隧道位置应考虑施工便道和既有铁路的位置，应注意既有铁路边坡的可能坍塌和施工便道对洞身稳定的影响，如图4-2所示。

(4) 线路沿山嘴绕行应与直穿山嘴的隧道方案进行比较。如山嘴地段地形陡峻，地质复杂，河岸冲刷严重，以路堑或短隧道通过难以长期保证运营安全时，应"裁弯取直"，以较长隧道方案通过。

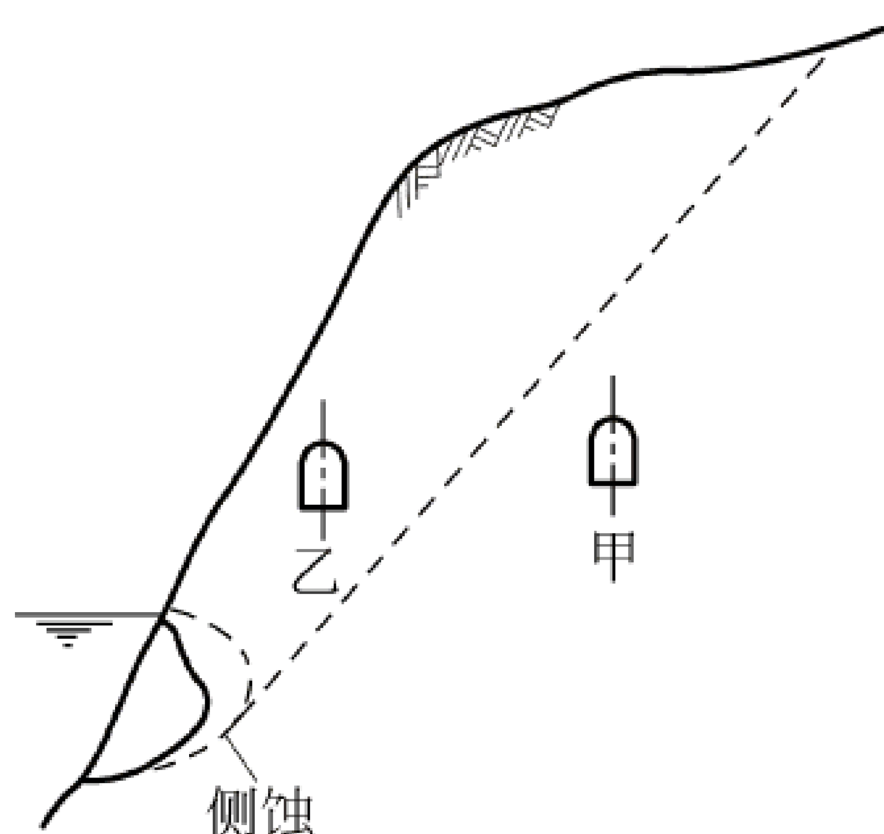


图4-1 河岸受冲刷对洞身位置影响示意图

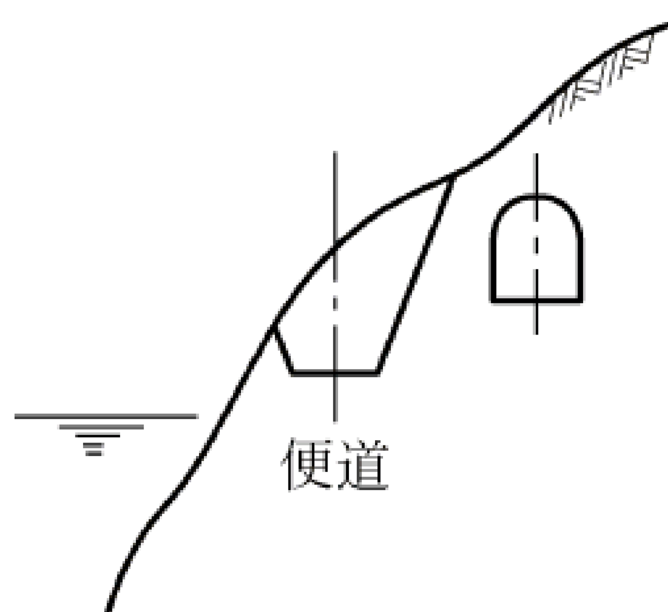


图4-2 道路对洞身稳定的影响示意图

4.1.3 不良地质地段隧道选址

隧道是埋置在岩层内的结构物，受到岩体的包围。不论是沿河(溪)线还是越岭线，周围岩层的地质条件对隧道位置的选择往往起决定性作用。好的地层，对施工和运营均有利，亦可节省投资。对岩性不好的地层、断层破碎带、含水层等不良地段应避免穿越，以免增大投资，造成施工与运营困难，影响隧道安全，留下后患。若不能绕避而必须通过时，应采取可靠的工程处理措施，以确保隧道施工及运营安全。常见不良地质条件有滑坡、崩坍、松散堆积、泥石流、岩溶等。

1. 滑坡、崩坍

滑坡、崩坍对隧道的危害很大，因而在隧道通过滑坡地区时，必须查明滑坡类型、范围、深度、滑动方向、发生发展原因和规律以及地下水情况等。一般应避开滑坡体或错动体，或在可能滑动面以下一定深度通过，如图4-3所示。

2. 松散堆积层

堆积层常处在暂时稳定状态。一旦扰动，即会丧失稳定而造成崩坍。在这种地质条件下，隧道应避开不稳定、松散的堆积层，使洞身处于基岩中，并具有足够的安全厚度，如图4-4中甲的位置。

如图4-5(a)所示，当堆积体紧密稳定，且没有其他路线可以选择时，隧道也可以穿过堆积体，但应避开堆积层中的软弱层面和堆积体与基岩的接触处(图4-5(a)中乙的位置)通过，而应将隧道置于基岩(甲位置)或稳定的堆积体中(丙位置)。

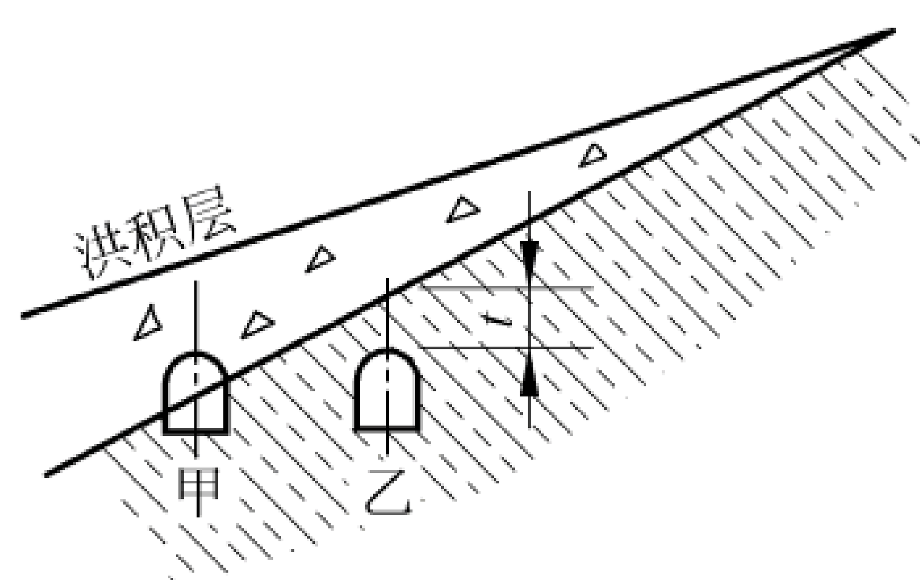


图 4-3 滑坡地区隧道位置选择示意

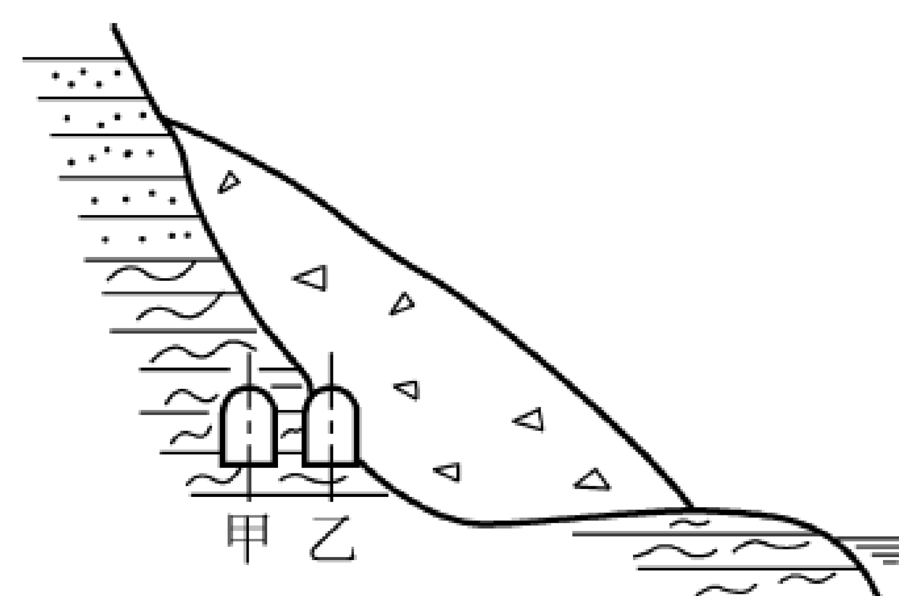


图 4-4 松散堆积层中隧道位置选择示意图

3. 泥石流

隧道通过泥石流地段时,应结合地质情况考虑泥石流沟的改道和最大下切深度,确保洞口和洞身的安全。隧道洞顶距基岩面或最大下切面要有一定的覆盖厚度,如图 4-5(b)中乙的位置,隧道洞口应避开泥石流沟及泥石流可能扩展的范围。有困难时,可修建一段明洞,使泥石流在明洞顶通过。

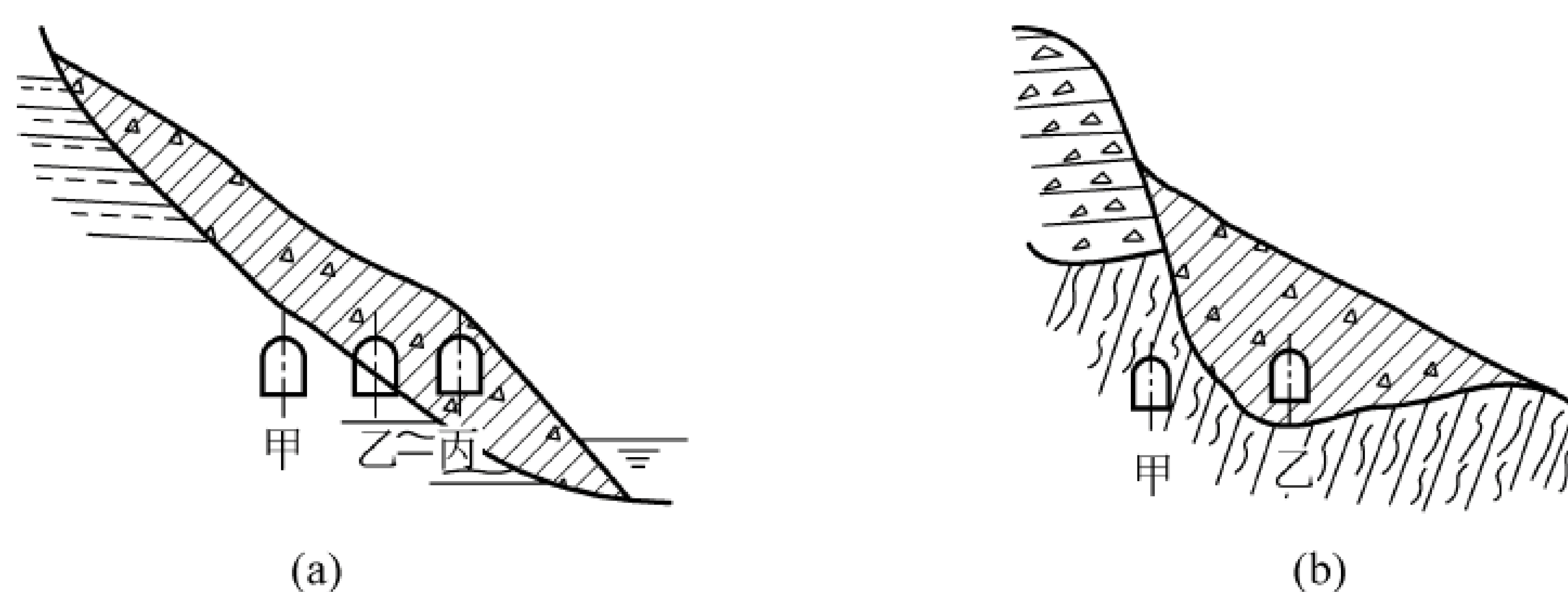


图 4-5 隧道通过堆积层和泥石流时的位置选择示意图
(a) 松散堆积层地区;(b) 泥石流地区

4.1.4 隧道洞口选址

选定隧道位置后,隧道的长度由它两端的洞口位置决定。洞口位置选择是否合理,将直接影响隧道的施工、造价、工期和运营安全。隧道进出口是隧道唯一暴露的部分,也是整个隧道的薄弱环节。洞口处地质条件差,多为严重风化的堆积体,覆盖层厚度一般较小,倾斜的地形易使隧道承受偏压作用。洞口经常受到边坡地表水的冲刷,加之隧道施工扰动,容易造成山体失稳,产生滑动和坍塌。如洞口位置选择不当,可能导致洞口塌方而无法进洞,或病害整治工程量过大,甚至遗留后患。因此,在隧道设计中,隧道洞口位置的选择是一项很重要的工作。

理想的洞口位置应选择地质条件良好,地势开阔,施工方便,技术、经济合理之处。在选择隧道洞口位置时,应遵循以下原则。

(1) 洞口应避开不良地质地段。一般应设在山体稳定,地质条件好,有利排水的地方。隧道宜长不宜短,应"早进洞,晚出洞",尽量避免大挖大刷,破坏山体稳定。

(2) 洞口不宜设在沟谷低洼处和汇水沟处,一般宜将洞口移到沟谷地质条件较好的一侧且有足够宽度的山嘴处,如图 4-6 所示的 B 线。

（3）当洞口处为悬崖陡壁时，最好不刷动或少刷动原生地表，以保证山体的天然平衡。此时可根据具体地质情况，采用贴壁进洞（图4-7）或接长明洞（图4-8）的办法，将洞口堆到坍方范围以外3～5m处。

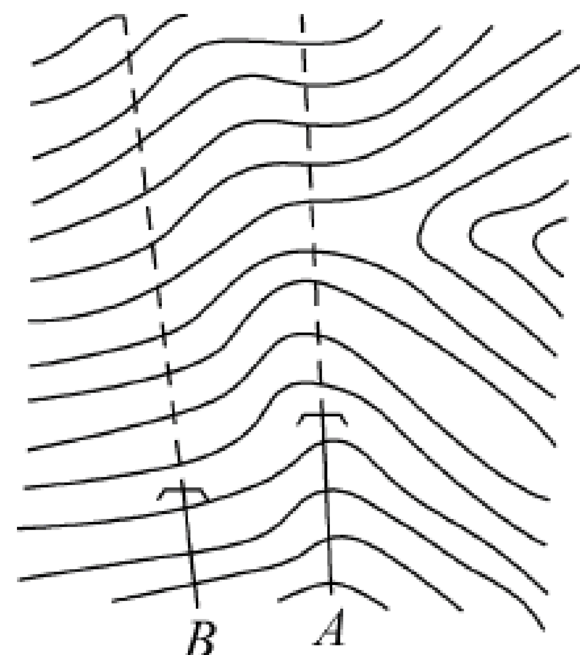


图4-6　沟谷附近洞口平面位置示意图

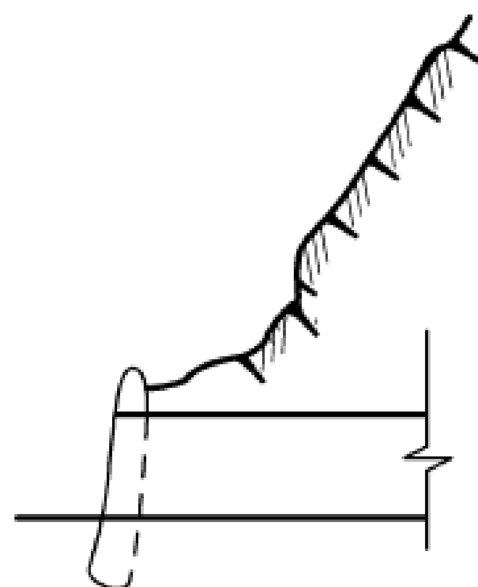


图4-7　贴壁进洞时洞口纵断面示意图

（4）洞口地形平缓时，一般也应早进洞晚出洞。这时洞口位置选择余地较大，应结合洞外路堑、填方、弃渣场地、工期等具体确定。如洞口位于堆积层上，为避免引起坍塌、滑坡，保持山体稳定，一般不宜大量刷坡。必要时可接长明洞（图4-9），以确保施工和运营安全。

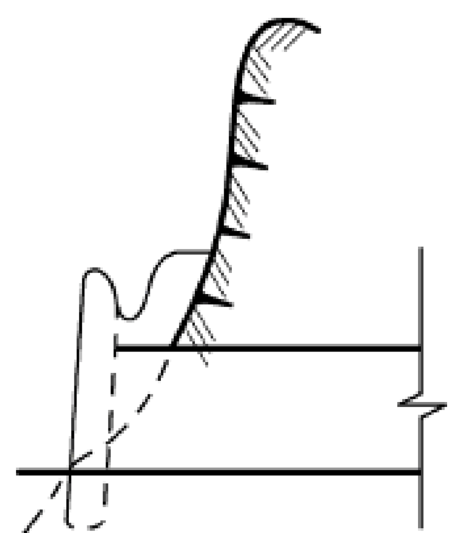


图4-8　陡壁下接长明洞纵断面示意图

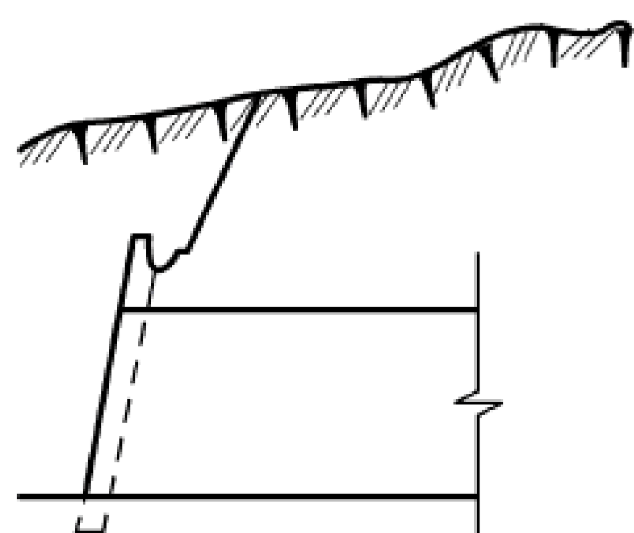
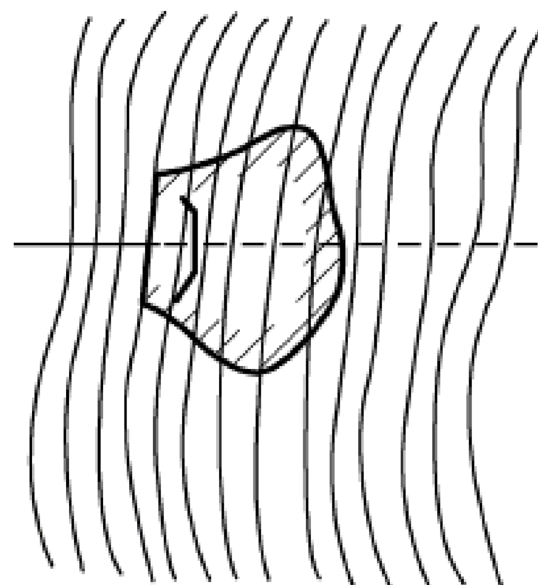
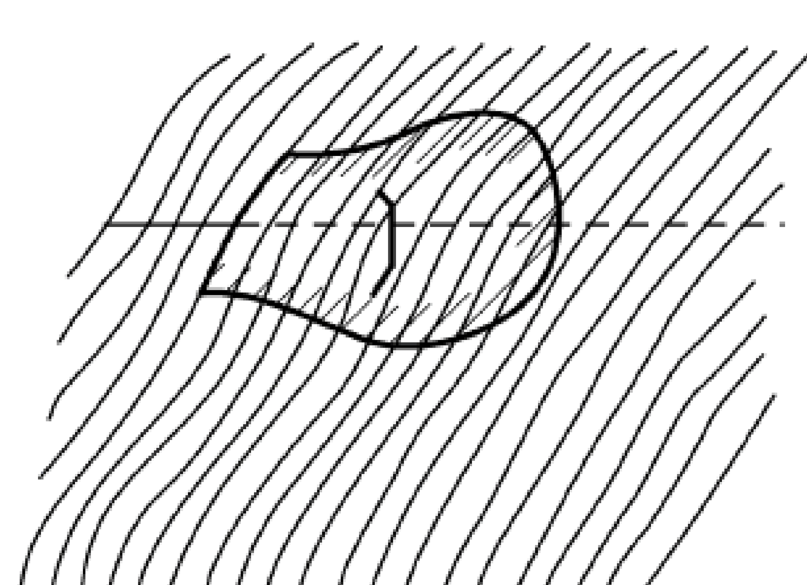


图4-9　缓坡洞口纵断面示意图

（5）为避免洞口边、仰坡不致开挖过高和洞口段衬砌结构受力过大，洞口位置宜与地形等高线大体上正交，如图4-10(a)所示，特别应注意土质松软、岩层破碎、构造不利的傍山隧道。铁路隧道一般不宜设计斜交洞门，如图4-10(b)所示。若为斜交时，应尽可能加大斜交角度（一般不小于45°），或采取工程措施，以降低垂直等高线方向的开挖高度。



(a)



(b)

图4-10　洞口与等高线的关系

(a) 正交洞门平面示意图；(b) 斜交洞门平面示意图

（6）应在长大隧道的洞门附近考虑施工场地、弃渣场以及便道的位置。

（7）洞口附近有居民点时，考虑提前进洞，尽可能减少对附近地上构筑物、地下埋设物及环境（农业、交通、居民生活）的影响。

(8) 当可能位于被淹没的河滩、水库回水影响范围以内或山洪地区，洞口路肩设计高程应高出设计洪水位(包括浪高)以上0.5m，以免洪水浸入隧道。

(9) 预先考虑通风设备排出的废气和产生的噪声对周围环境的影响程度和解决办法。

(10) 研究雪崩、阵风、风吹雪等对安全行驶的影响，考虑设置防雪工程、防风工程和防冻害工程的必要性。

总之，选择隧道洞口时，要结合洞口的地形、地质条件以及施工、运营条件，考虑边坡、仰坡的稳定，结合洞外有关工程及施工难易程度，本着"早进晚出"的指导思想，全面综合地分析确定。

4.2 铁路隧道平面设计

隧道是线路的重要组成部分，线形应该满足《铁路线路设计规范》(TB 10098—2017)的规定。隧道平面设计原则上采用直线，避免曲线。直线隧道的优点是线路顺直，列车可以快速通过，走行的距离也较短，有利于列车多拉快跑，提高线路的运营效率。并且，因隧道内的运营和养护条件明显比洞外差，线路就更应设计成直线。

1. 曲线隧道的缺点

相比直线隧道，曲线隧道有以下缺点：

(1) 曲线上的隧道，由于列车倾斜和平移，隧道建筑限界需要加宽，坑道的尺寸相应加大，不但增大了开挖土石数量，而且增加了衬砌的圬工量；

(2) 不同曲率曲线上的隧道建筑限界加宽不同，隧道的断面尺寸也不相同，支护和衬砌的尺寸均不一致，技术上较为复杂；

(3) 列车运行在曲线隧道内，空气阻力比直线隧道大，机车牵引力的损失大，降低了运营效率，甚至可能造成溜车事故；

(4) 列车在曲线上行驶，产生了离心力，使得钢轨磨损加速，从而使洞内的养护工作量增大；

(5) 曲线隧道洞身弯曲，洞壁对气流的阻力加大，使通风条件变坏，有害气体不易排出；

(6) 由于曲线关系，洞内进行施工测量时，操作变得复杂，精度也有所降低。

由此可见，从节省工程投资，减少施工难度，简化洞内施工维修作业，缩短作业时间，争取较好的通风条件，改善维修养护人员和乘务员的工作环境和看视条件，以及提高行车速度等方面来看，直线隧道都优于曲线隧道，因此隧道内的线路应该设计为直线。但是，由于受到某些地形和地质的限制，有时也不得不采用曲线。例如，当线路绕行于山嘴时，为了避免直穿隧道太长，或是为了便于开辟辅助性的施工横洞，有时也会有意识地设置与地形等高线相接近的曲线隧道。

对于越岭线上的隧道，线路常常是沿着垭口的一侧山谷转入山体后，又沿顺垭口的另一侧山谷转出，可以使隧道较长的中段放在直线上，但由于地形原因，隧道两端为了转向都要落在曲线上，这种情况较为常见。此时，如果垭口两侧沟谷地势开阔，则可将曲线放在洞口以外。如果必须把曲线引进隧道，那么施工时，可先按主体的直线隧道开挖，两端暂开直的照准导坑，以补救曲线所形成的缺点，待全隧道的导坑开通后，再把两端按原设计的曲线调

整过来，如图4-11所示。

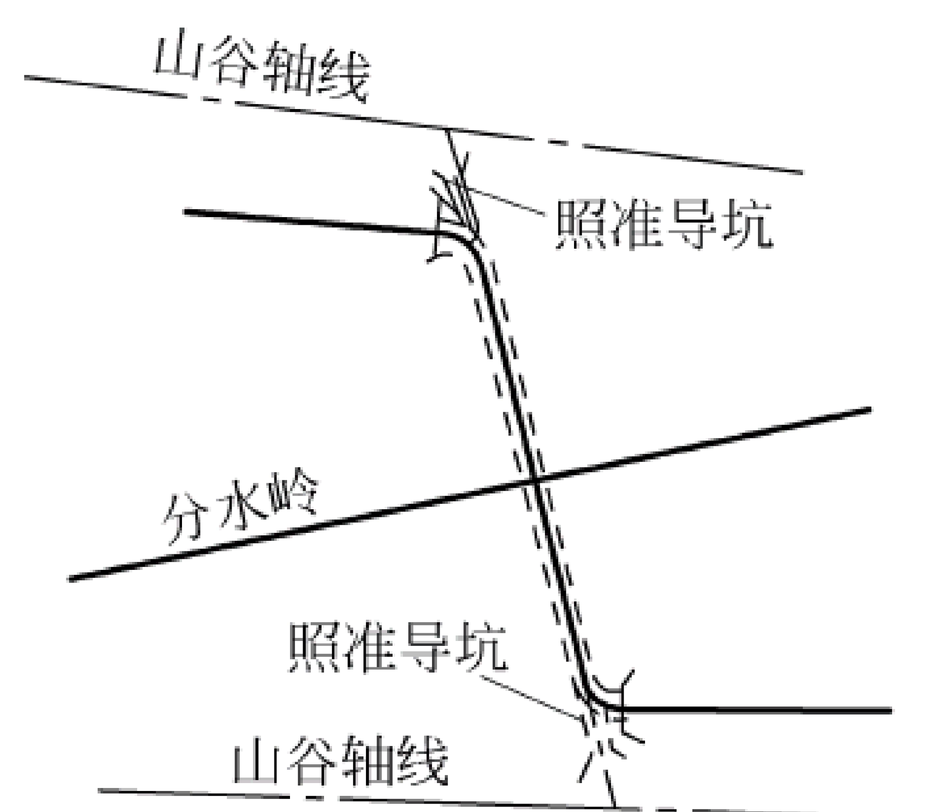


图4-11 隧道施工照准导坑示意图

隧道内的线路宜设置为直线，当因地形、地质等条件限制必须设计为曲线时，宜采用较大的曲线半径，慎用最小曲线半径，并宜将曲线设在洞口附近。隧道内不宜设置反向曲线。

2. 隧道内设置曲线时的注意事项

在隧道内设置曲线时，应注意以下问题。

(1) 应尽可能采用较短的曲线或半径较大的曲线，且将曲线设置在隧道洞口附近为宜，使曲线的影响小一些。

(2) 尽可能将缓和曲线设在洞外一个适当距离外，圆曲线的长度也不应短于一节车厢的长度(26m)。

(3) 在一座隧道内，最好不设一个以上的曲线，尤其是不宜设置反向曲线或复合曲线。如果列车同时跨在两个曲线上，行驶很不平稳。当必须设置两条曲线时，两曲线间应有足够长的夹直线，一般是要求在三倍车辆长度以上。

(4) 铁路隧道在曲线两端应设缓和曲线时，最好不使洞口恰落在缓和曲线上。缓和曲线在平面上的半径总在改变，竖向的外轨超高也在变化，在双重变化下，列车行驶不平稳。

3. 隧道内必须设曲线时的处理方法

1) 夹直线

两同向圆曲线或反向圆曲线间应设计一段直线段，该直线称为夹直线，其最小长度满足表4-1要求。

表4-1 夹直线或圆曲线最小长度 m

路段设计速度/(km/h)		350	300	250	200	160	120	100	80
工程条件	一般	280	240	200	160	130	80	60	50
	困难	210	180	150	120	80	50	40	30

2) 圆曲线

(1) 圆曲线最小长度：经设计计算的隧道内圆曲线长度须满足表4-1的规定。

(2) 最大圆曲线半径：铁路隧道的正线圆曲线半径应结合工程条件、设计速度以及减少维修等因素，因地制宜，由大到小合理选用，最大曲线半径值不应大于12000m。

(3) 最小圆曲线半径：铁路隧道的正线圆曲线半径最小值应根据设计速度按一般情况和困难情况下予以选用，如表4-2所示。表4-2按高速铁路隧道内采用无砟轨道给出取值。重载铁路隧道平面最小曲线半径不应小于800m，困难情况下不应小于600m。

表4-2 平面最小曲线半径 m

路段设计速度/(km/h)		350	300	250	200	160	120	100	80
工程条件	一般	7000	5000	3200	3500	2000	1200	800	600
	困难	5500	4000	2800	2800	1600	800	600	500

3) 缓和曲线

缓和曲线的定义及设置原因参见地铁设计。铁路隧道缓和曲线采用三次抛物线型。其

方程式为

$$y = \frac{x^3}{6C} \tag{4-1}$$

$$C \approx Rl_s \tag{4-2}$$

式中 C——三次抛物线参数，其值越大，缓和曲线越缓；

R——圆曲线半径；

l_s——缓和曲线长度。

三次抛物线型缓和曲线的优点是铺设和养护维修比较容易、长度比较短，但其始、终点存在折角，影响行车的平稳性。《铁路线路设计规范》(TB 10098—2017)给出了缓和曲线长度的取值(表 4-3)。

表 4-3 缓和曲线长度 m

设计速度/(km/h)	350			300			250			200		160		120		100		80	
工程条件	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)	一般	困难	一般	困难	一般	困难	一般	困难	一般	困难
曲线半径 12000	370	330	300	220	200	180	140	130	120	40	40	40	40	20	20	20	20	20	20
11000	410	370	330	240	210	190	160	140	130	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10000	470	420	380	270	240	220	170	150	140	50	50	50	40	20	20	20	20	20	20
9000	530	470	430	300	270	250	190	170	150	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8000	590	530	470	340	300	270	210	190	170	70	60	50	50	30	20	20	20	20	20
7000	670	590	540	390	350	310	240	220	190	80	70	70	50	30	20	20	20	20	20
6000	670	590	540	450	410	370	280	250	230	90	80	70	50	30	20	20	20	20	20
5500	670	590	540	490	440	390	310	280	250	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5000	—	—	—	540	480	430	340	300	270	90	80	70	60	40	30	20	20	20	20
4500	—	—	—	570	510	460	380	340	310	100	90	70	60	40	30	30	20	20	20
4000	—	—	—	570	510	460	420	380	340	120	110	80	70	50	30	30	20	20	20
3500	—	—	—	—	—	—	480	430	380	140	130	90	70	50	40	40	20	20	20
3200	—	—	—	—	—	—	480	430	380	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3000	—	—	—	—	—	—	480	430	380	170	150	90	80	50	40	40	20	20	20
2800	—	—	—	—	—	—	480	430	380	180	170	100	90	50	40	40	30	20	20
2500	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	110	100	60	40	40	30	30	20
2000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	140	120	60	50	50	40	30	20
1800	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	160	140	70	60	50	40	30	20
1600	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	170	160	70	60	50	40	40	20
1400	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	80	70	60	40	40	20
1200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	90	80	60	50	40	30
1000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	120	100	70	60	40	30
800	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	150	130	80	70	50	40
700	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	100	90	50	40
600	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	120	100	60	50
550	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	130	110	60	50
500	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	60	60

备注：(1)、(2)、(3)分别对应超高时变率 f=25mm/s、28mm/s、31mm/s。

4）相邻隧道净距

两相邻单线隧道间的最小净距，应综合考虑围岩级别、隧道断面尺寸及施工方法等因素确定。一般情况下，可采用表4-4的中值；在困难情况下，通过采取控制爆破、加强支护等措施，可采用表4-4中的下限值。

表4-4 两相邻单线隧道的最小净距

围岩级别	Ⅰ	Ⅱ～Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ
净距/m	$(0.5\sim1.0)B$	$(1.0\sim1.5)B$	$(1.5\sim2.0)B$	$(2.0\sim4.0)B$	$>4.0B$

注：B为隧道开挖跨度，m。

4.3 铁路隧道纵断面设计

为保证列车能在隧道内安全平顺地行驶，需综合考虑机车能力、隧道排水及通风要求等因素，对隧道内线路纵断面进行设计。隧道纵断面设计的主要内容包括选定隧道内线路的坡道形式、坡度大小、坡段长度和坡段连接等。

1. 坡道形式

通常坡道形式可采用简单的单面坡或人字坡，如图4-12所示。

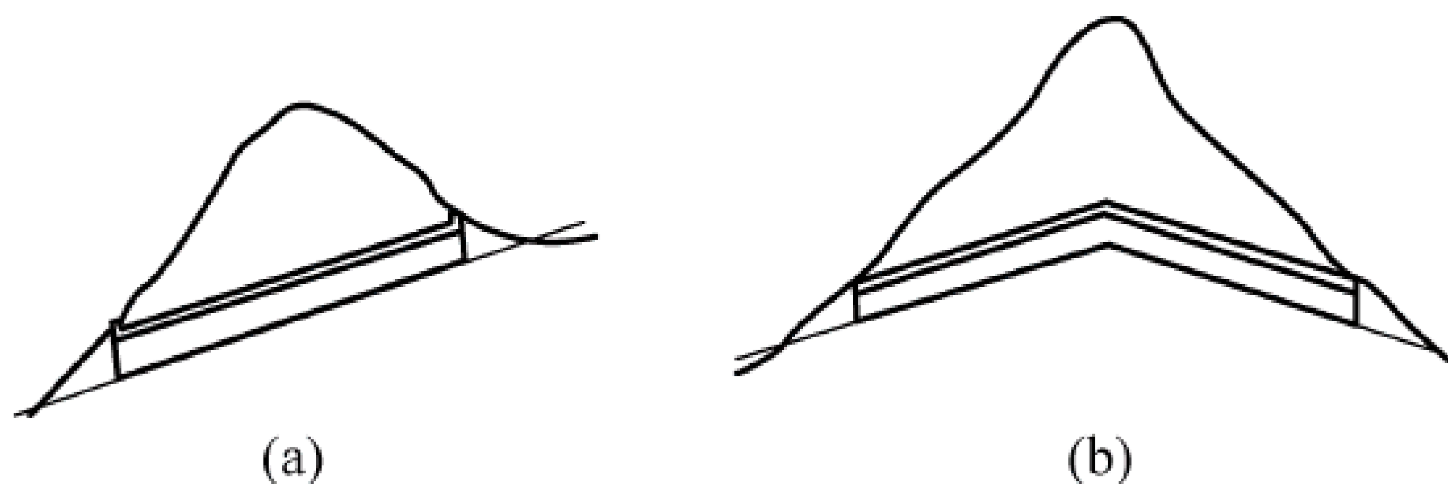


图4-12 坡道形式
(a) 单面坡；(b) 人字坡

1）单面坡

单面坡多用于线路的紧坡地段或是展线的地区，因为单坡可以争取高程，以拔起或降落一定的高度。此外，单坡隧道两洞口的高程差较大，由此而产生的气压差和热位差也大，能促进洞内的自然通风。单坡道的优点是施工及测量都比较简单，缺点是在施工阶段，下坡进洞的一端，出于上部的水自然地流向下部开挖工作面，使开挖工作受到干扰，不但需要随时抽水外排，而且影响到电爆破的绝缘质量；此外，运渣时，高程大的洞口空车下坡，重车上坡，运输效率低。

2）人字坡

人字坡道多用于长隧道，尤其是越岭隧道。因为越岭无须争取高程，而垭口两端都是沟谷地带，向下的人字坡正好符合越岭地段的地形。人字坡的优点是施工时，水自然流向洞外，可简化排水措施；空车上坡，重车下坡，运输效率高。缺点是不利于通风，列车通过时排出的有害气体聚集在两坡之间的顶峰处，经过长时间的积累，有害气体浓度增大，使列车司乘人员以及洞内维修人员的健康受到影响。

《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)规定：地下水发育的长度为3000m及以上的隧道宜采用人字坡。

2. 坡度大小

对于线路来说，考虑到运营效率，应具有良好的行车条件，线路的坡度以平坡为最好。但是，天然地形起伏不定，为了能适应天然地形的形状以减少工程数量，需要随着地形的变化设置与之相适应的线路坡度。若坡度超过线路允许的最大限制坡度，机车的牵引能力不足，列车爬不上去，就必须减轻列车的牵引质量。所以设计坡度时，注意不应超过最大限制坡度。

客货共线铁路隧道的最大限制坡度应满足《铁路线路设计规范》(TB 10098—2017)有关规定，如表4-5所示。此外，当客货共线铁路隧道由于运输和地形需要，可采用双机车或三机车牵引模式来增大牵引力，可适当增大相应隧道限制坡度，此时双机或三机牵引的坡度称为加力牵引坡度。加力牵引坡度应根据牵引质量、机车类型、台数及加力牵引方式经计算确定，并满足表4-6要求，且对于客货共线Ⅰ级和Ⅱ级铁路，电力、内燃牵引的加力牵引坡度最大值分别不得大于30‰、25‰。

表4-5 客货共线铁路限制坡度最大值 ‰

铁路等级		Ⅰ级			Ⅱ级		
地形地别		平原	丘陵	山区	平原	丘陵	山区
牵引种类	电力	6.0	12.0	15.0	6.0	15.0	20.0
	内燃	6.0	9.0	12.0	6.0	9.0	15.0

表4-6 电力和内燃牵引的加力牵引坡度 ‰

<table>
<tr><th rowspan="2">限制坡度</th><th colspan="2">双机牵引坡度</th><th colspan="2">三机牵引坡度</th></tr>
<tr><th>电力</th><th>内燃</th><th>电力</th><th>内燃</th></tr>
<tr><td>4.0</td><td>9.0</td><td>8.5</td><td>14.0</td><td>13.0</td></tr>
<tr><td>5.0</td><td>11.0</td><td>10.5</td><td>16.5</td><td>15.5</td></tr>
<tr><td>6.0</td><td>13.0</td><td>12.5</td><td>19.0</td><td>18.5</td></tr>
<tr><td>7.0</td><td>14.5</td><td>14.5</td><td>21.5</td><td>21.0</td></tr>
<tr><td>8.0</td><td>16.5</td><td>16.0</td><td>24.0</td><td>23.5</td></tr>
<tr><td>9.0</td><td>18.5</td><td>18.0</td><td>26.5</td><td rowspan="8">25.0</td></tr>
<tr><td>10.0</td><td>20.0</td><td>20.0</td><td>29.0</td></tr>
<tr><td>11.0</td><td>22.0</td><td>21.5</td><td rowspan="6">30.0</td></tr>
<tr><td>12.0</td><td>24.0</td><td>23.5</td></tr>
<tr><td>13.0</td><td>25.5</td><td rowspan="4">25.0</td></tr>
<tr><td>14.0</td><td>27.5</td></tr>
<tr><td>15.0</td><td>29.0</td></tr>
<tr><td>16.0</td><td>30.0</td></tr>
</table>

因隧道内行车条件比明线差，故对线路最大限制坡度的要求更为严格，需在明线最大限制坡度上进行折减。要求坡度减缓(或折减)的主要原因如下。

(1) 列车车轮与钢轨踏面间的粘着系数降低。

机车牵引能力有时是由车轮与轨面之间的粘着力来控制的。隧道内空气相对湿度较露

天大，故钢轨踏面上形成一层薄膜，致使车轮与轮轨踏面之间的粘着系数降低，因而机车牵引力随之降低。

(2) 洞内空气阻力增大。

列车在隧道内行驶的活塞作用引起空气阻力加大，削弱了机车的牵引力，所以隧道内线路的最大限制坡度应比明线的最大限制坡度小。

最大坡度减缓(折减)的计算方法如下。

当曲线长度大于或等于货物列车长度时，

$$\Delta i = \frac{600}{R} \tag{4-3}$$

当曲线长度小于货物列车长度时，

$$\Delta i = \frac{10.5\sum\alpha}{l} \tag{4-4}$$

式中 Δi——曲线阻力所引起的坡度减缓值，‰；

R——曲线半径，m；

l——坡段长度，当其大于货物列车长度时采用货物列车长度，m；

$\sum\alpha$——坡段长度或货物列车长度内平面曲线偏角总和，(°)。

用上述计算公式得到的减缓(折减)值仍需满足《铁路线路设计规范》(TB 10098—2017)规定：①长度大于400m的内燃牵引铁路隧道，电力牵引重载铁路单洞单线隧道，和160km/h及以下客货共线铁路单洞单线隧道内的线路坡度，不得大于最大坡度乘以表4-7规定的系数所得的数值。②长度大于1000m的电力牵引客货共线铁路120km/h及以上单洞双线和200km/h单洞单线隧道内的线路坡度，不得大于最大坡度减去表4-8规定的减缓值所得的数值。③长度大于5000m的电力牵引重载铁路单洞双线隧道内线路坡度，不得大于最大坡度减去表4-9规定的减缓值所得的数值。④位于曲线地段的隧道，应先进行隧道坡度减缓(折减)，再进行曲线坡度折减。

表4-7 内燃、电力牵引铁路隧道内线路最大坡度折减系数

隧道长度 L/m	内燃牵引	电力牵引	
		160km/h及以下客货共线铁路单洞单线	重载铁路单洞单线
$400<L\leqslant1000$	0.90	0.95	
$1000<L\leqslant4000$	0.80	0.90	
$L>4000$	0.75	0.85	

表4-8 内燃、电力牵引铁路隧道内线路最大坡度折减系数

隧道长度 L/m	200km/h		160km/h	120km/h
	单洞单线	单洞双线	单洞双线	单洞双线
$1000<L\leqslant5000$	0.46	0.09	0.13	0.29
$5000<L\leqslant15000$	0.76	0.27	0.32	0.53
$15000<L\leqslant25000$	0.89	0.35	0.40	0.62
$L>25000$	0.93	0.37	0.43	0.66

表 4-9 电力牵引重载单洞双线隧道内下列最大坡度减缓值

隧道长度 L/m	$5000<L\leqslant10000$	$10000<L\leqslant15000$	$L>15000$
坡度减缓值(‰)	0.06	0.14	0.20

此外，考虑隧道的排水要求，还要限制最小坡度，因为隧道内的水全靠排水沟向外流出，如果隧道坡度为平坡或太缓，不利于隧道内水的排除。《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)规定：隧道内的坡度不宜小于3‰，在最冷月平均气温低于－3℃的地区，隧道宜适当加大坡度以增大流速，避免冬季排水沟产生冻害。

3. 坡段长度

隧道内线路的坡型单一，不宜把坡段定得太长，尤其是坡度已用到最大限度的单坡隧道。如果是一个长大上坡，列车就必须用尽机车的全部潜在能力持续前进，这样会使机车疲劳或超负荷。虽然坡度未超限制，但坡段越长，列车也会越爬越慢，以至有停车的可能，或出现车轮打滑的情况，容易发生事故。在下坡时，由于坡段太长，制动时间过久，机车闸瓦摩擦发热，将使制动失效，以致刹不住车，发生溜车事故。所以在限坡地段，坡段不宜太长。如果隧道很长，又不想变动坡度，为了不使机车爬长坡，可以设缓坡段，使机车有喘息或缓和的时间。此外，顺坡设排水沟时，如果坡段太长，水沟就难于布置，不是流量太大，就是沟槽太深。有时需要为此设置许多抽水、扬水设施，分级分段排水。这就给今后的运营和维修增加了工作量。因此，隧道内线路的坡段也不宜太长。

同时，隧道内的线路坡段也不宜太短，因为坡段太短就意味着变坡点多而密集，列车行驶不平稳，司机操作要随时调整。当列车经过变坡点时，受力情况也跟着变化，车辆间会发生相互的冲撞，产生附加力和附加加速度。如果坡度太短，一列车在行驶中，同时跨越两个变坡点，车体、车钩都在同时受到不利的影响，有时会因此发生事故。另外，如果隧道内坡度变化甚多，将给施工和运营养护增加困难。

为了满足较高舒适度要求，《铁路线路设计规范》(TB 10098—2017)作出下列规定：

(1) 高速铁路隧道坡段一般长度不小于900m，困难情况下不小于600m，且不应连续使用。

(2) 旅客列车设计行车速度200km/h的路段，坡段长度不宜小于600m，且不宜连续使用。困难情况下不得小于400m，且不应连续使用。

(3) 旅客列车设计行车速度160km/h的路段，坡段长度不宜小于400m，且不应连续使用两个以上。

(4) 对于旅客列车设计行车速度小于160km/h的路段，最短坡段长度满足表4-10要求；凸型纵断面顶部为缓和坡段代数差而设置的分坡平段，最短坡段长度不应小于200m；困难条件下，因坡度减缓或折减而形成的坡段长度可减去200m。

从行车平稳及施工和养护方便考虑，隧道内坡段长度最好不小于列车的长度。考虑到长远的发展，坡段长度最好不小于远期到发线有效长度(到发线有效长度是指能停放货物列车而不影响相邻股道作业的最大长度，通常为650～1050m)。这样可以保证坡顶或坡底分坡平段有较长的段落，使其纵断面坡度变化较为平缓，也可以保证线路纵坡不致过于零碎，有利于提高列车运行品质。

表 4-10 最小坡段长度 m

远期到发线有效长度	1050 及以上	850	750	650
最小坡段长度	400	350	300	250

4. 坡段连接

为了行车平顺，两个相邻坡段坡度的代数差值不宜太大。因为坡差太大会引起车辆之间仰俯不一，车钩受到扭力，容易发生断钩。因此在设计坡度时，要对相邻坡段的代数差有所限制。通常两坡段间的代数差值不应大于重车方向的限坡值。

《铁路线路设计规范》(TB 10098—2017)规定：相邻坡段的坡度差符合下列条件时，应以圆形竖曲线连接：

(1) 列车设计行车速度小于 160km/h 的地段，相临坡度差大于 3‰时，竖曲线的半径应采用 10000m；

(2) 列车设计行车速度为 160km/h 及以上的地段，相临坡度差大于 1‰时，竖曲线的半径应采用 15000m；

(3) 相临坡度差大于 1‰时，对于设计速度为 250km/h 和 300km/h 的高速铁路，竖曲线半径分别不应小于 20000m、25000m；

(4) 竖曲线半径一般不应大于 30000m。

竖曲线不应与平面圆曲线重叠设置，在困难条件下，竖曲线可与半径不小于 2500m 的圆曲线重叠设置；特殊困难条件下，经技术经济比选，竖曲线可与半径不小于 1600m 的圆曲线重叠设置。

竖曲线要素及其计算原理见第 3 章。

4.4 铁路隧道横断面设计

4.4.1 直线隧道限界和净空

隧道净空是指隧道衬砌的内轮廓线所包围的空间。铁路隧道净空是根据“铁路隧道建筑限界”确定的，而铁路隧道建筑限界是根据基本建筑限界制定的，基本建筑限界又是根据机车车辆限界制定的。

限界、净空的定义及内涵与第 3 章相同。

1. 机车车辆限界

机车车辆限界指机车车辆最外轮廓的限界尺寸。要求所有在线路上行驶的机车车辆，停在平坡直线上时，沿车体所有部分都必须容纳在此限界范围内。

2. 基本建筑限界

基本建筑限界指线路上各种建筑物和设备均不得侵入的轮廓线。它的作用是保证机车车辆的安全运行及建筑物和设备不受损害。

3. 隧道建筑限界

隧道建筑限界指包围基本建筑限界外部的轮廓线，即要比基本建筑限界大一些，留出少许空间，用于安装通信信号、照明、电力等设备。

1）客货共线、双层集装箱、城际三类铁路隧道（设计速度 $v\leqslant160$km/h）

对应设计速度小于 200km/h 的客货共线铁路隧道、双层集装箱运输铁路隧道及城际铁路隧道，建筑限界须满足《铁路隧道设计规范》（TB 10003—2016）要求，直线单洞隧道建筑限界不小于图 4-13～图 4-16 要求尺寸。

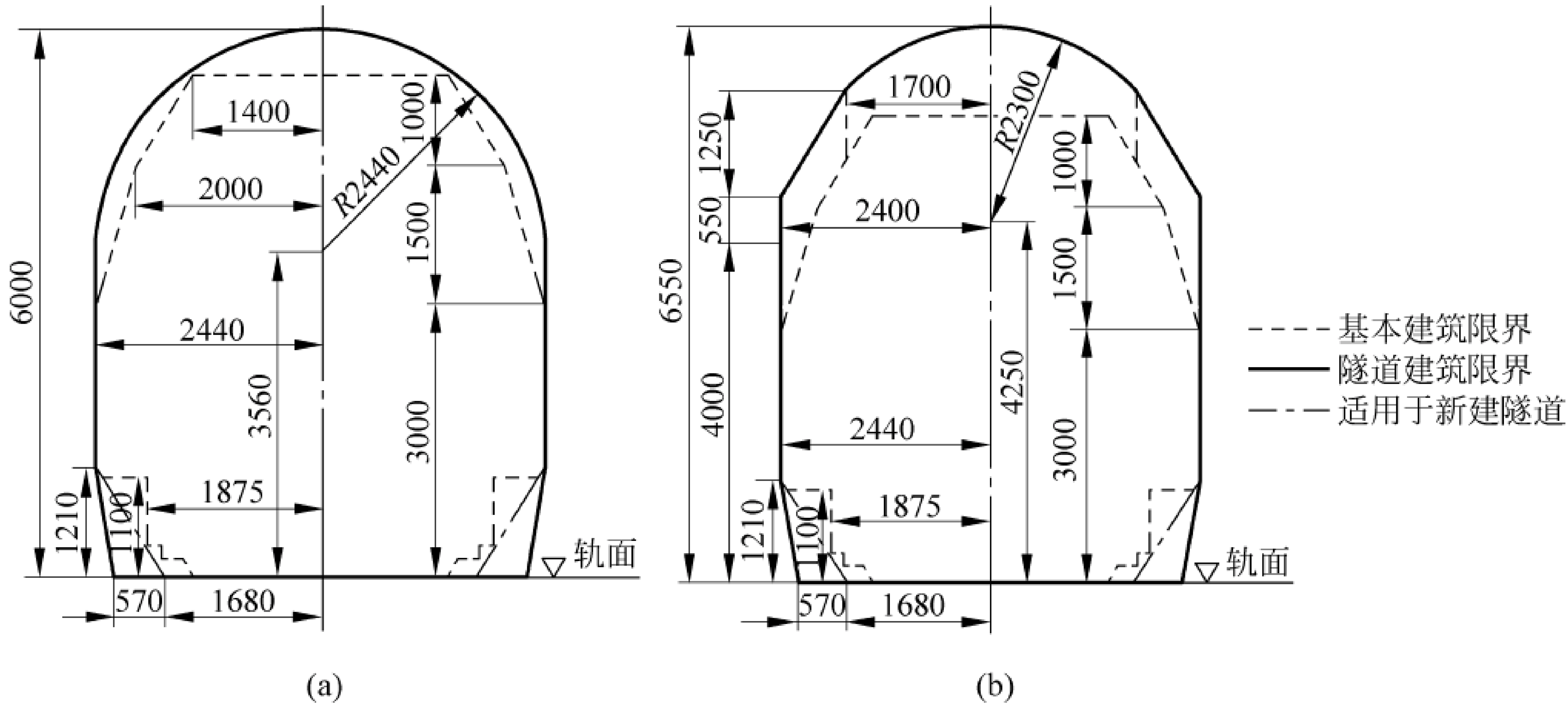


图 4-13 客货共线铁路（设计速度 $v\leqslant160$km/h）

（a）内燃机车牵引；（b）电力机车牵引

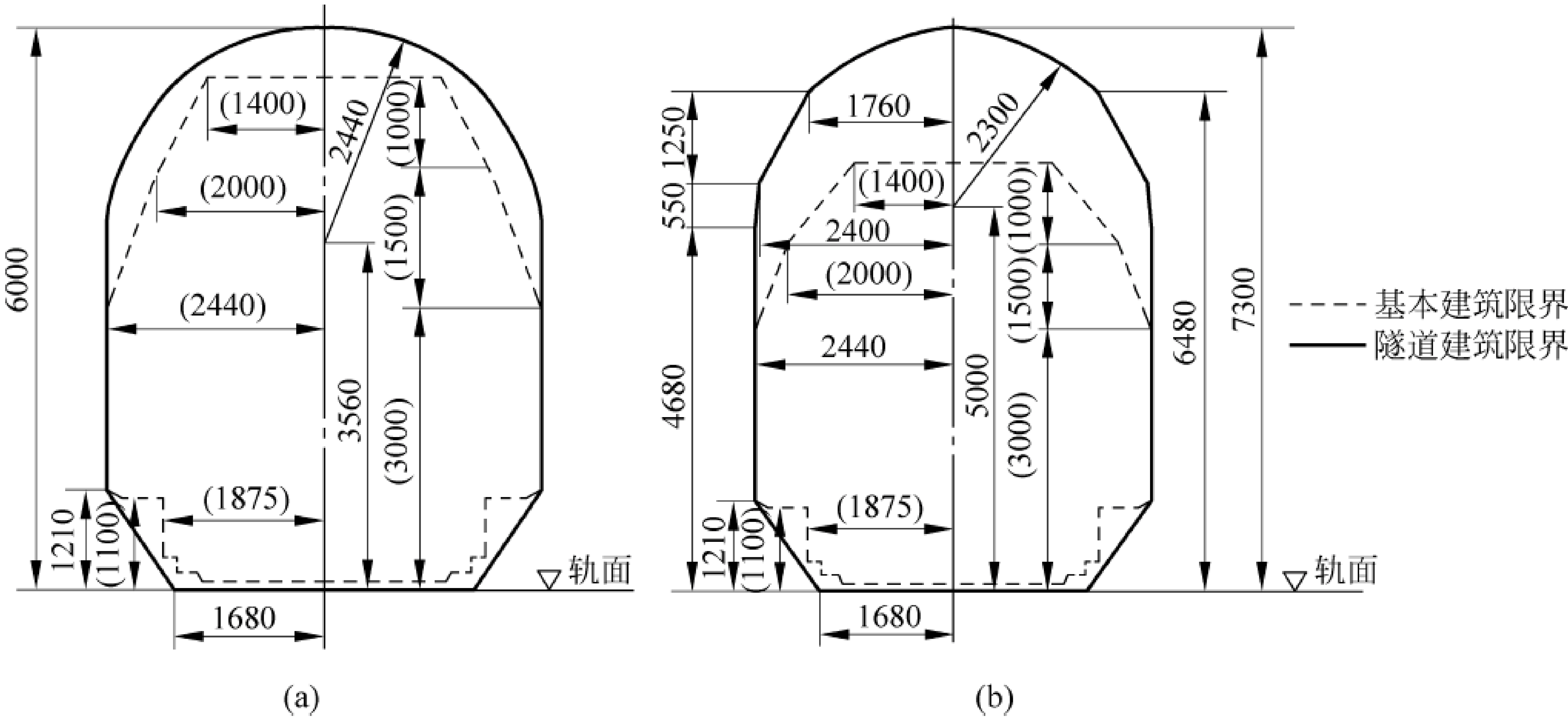


图 4-14 客货共线铁路隧道（设计速度 160km/h$<v\leqslant$200km/h）

（a）内燃机车牵引；（b）电力机车牵引

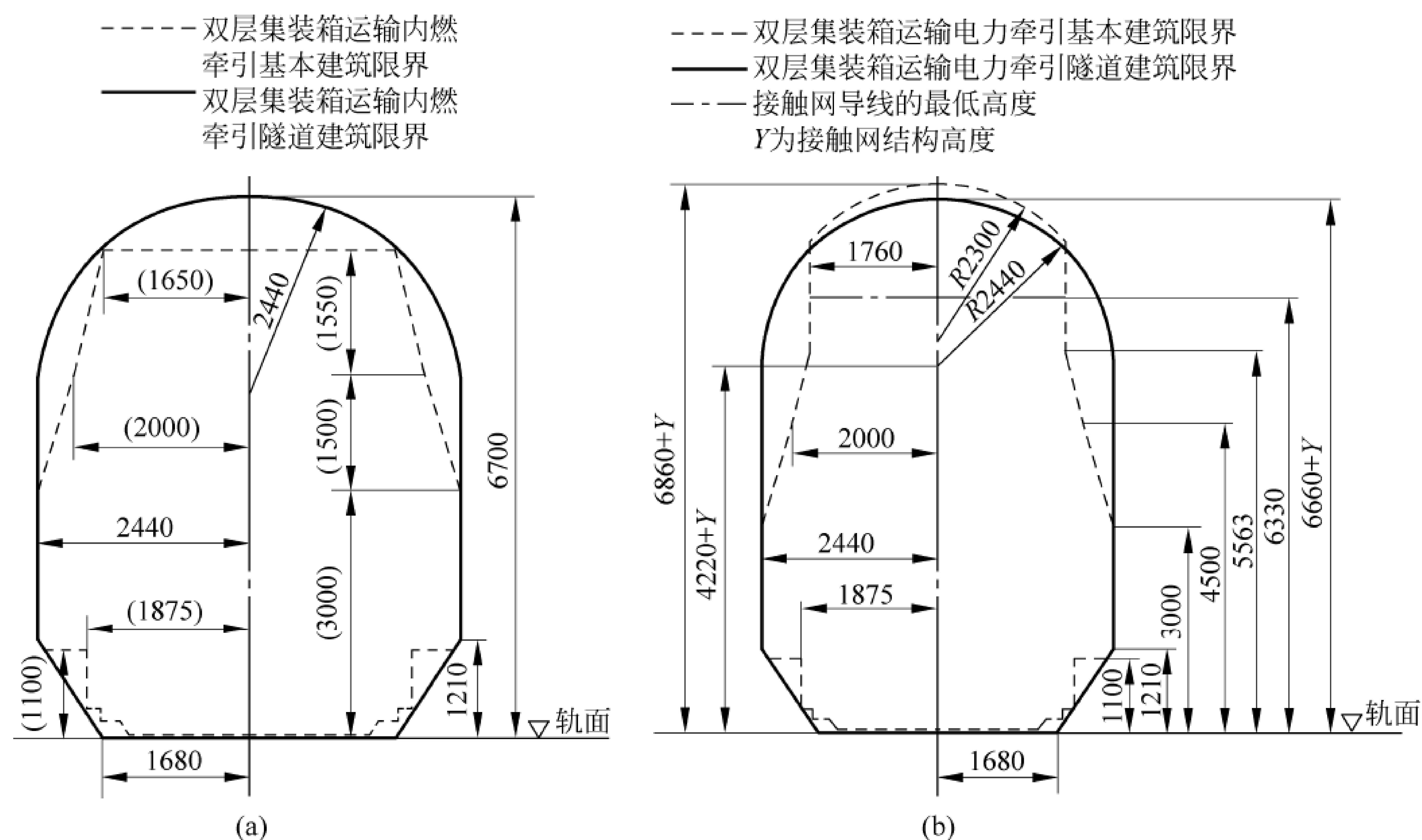


图 4-15 双层集装箱铁路运输隧道

(a) 内燃机车牵引；(b) 电力机车牵引

2）高速铁路隧道

高速铁路隧道需要考虑空气动力学效应标准的要求，又须满足其他工程使用空间要求，且留有富余量，经优化比选后，《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)给出了建议直线单洞隧道建筑限界(图 4-17)。

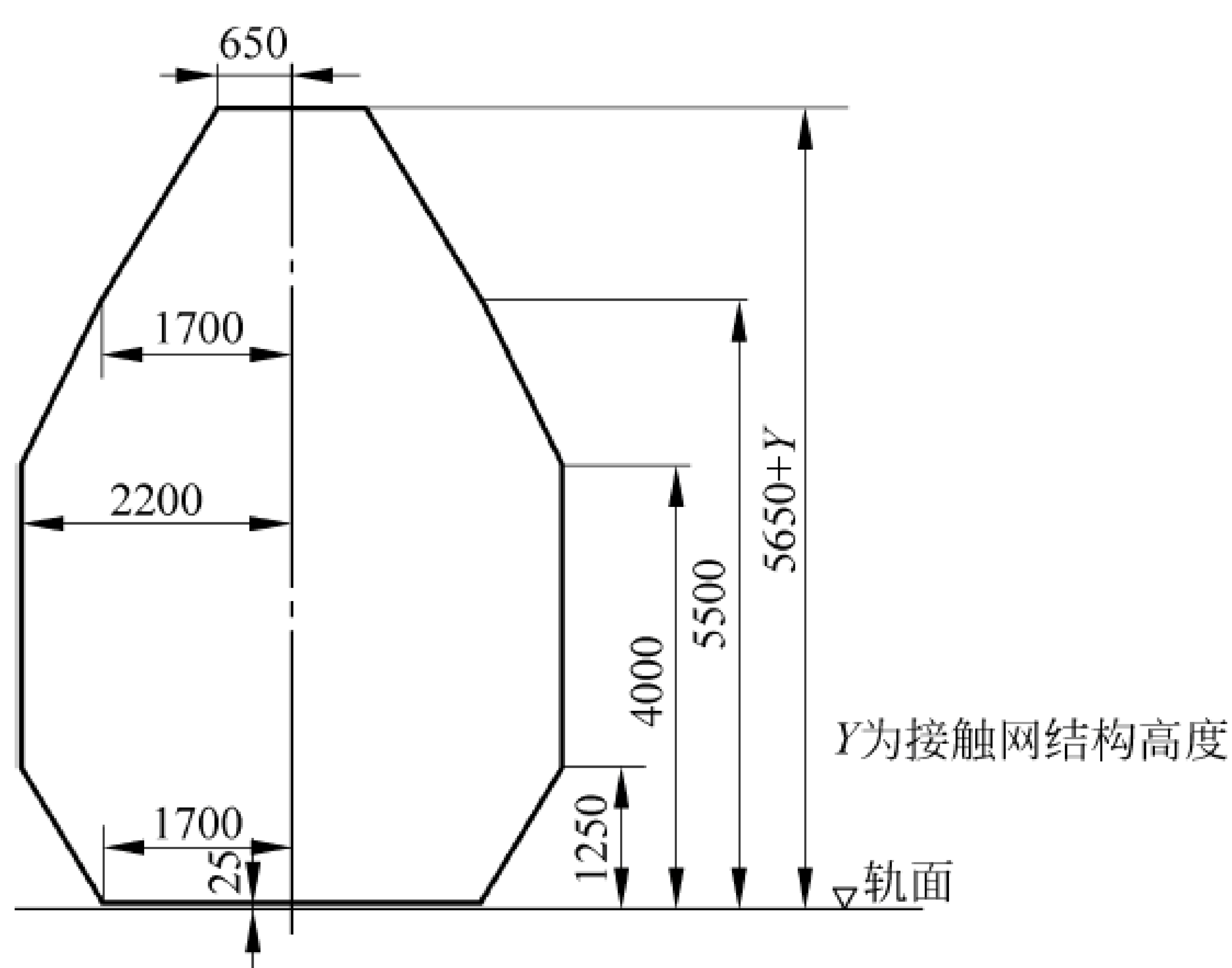


图 4-16 城际铁路隧道

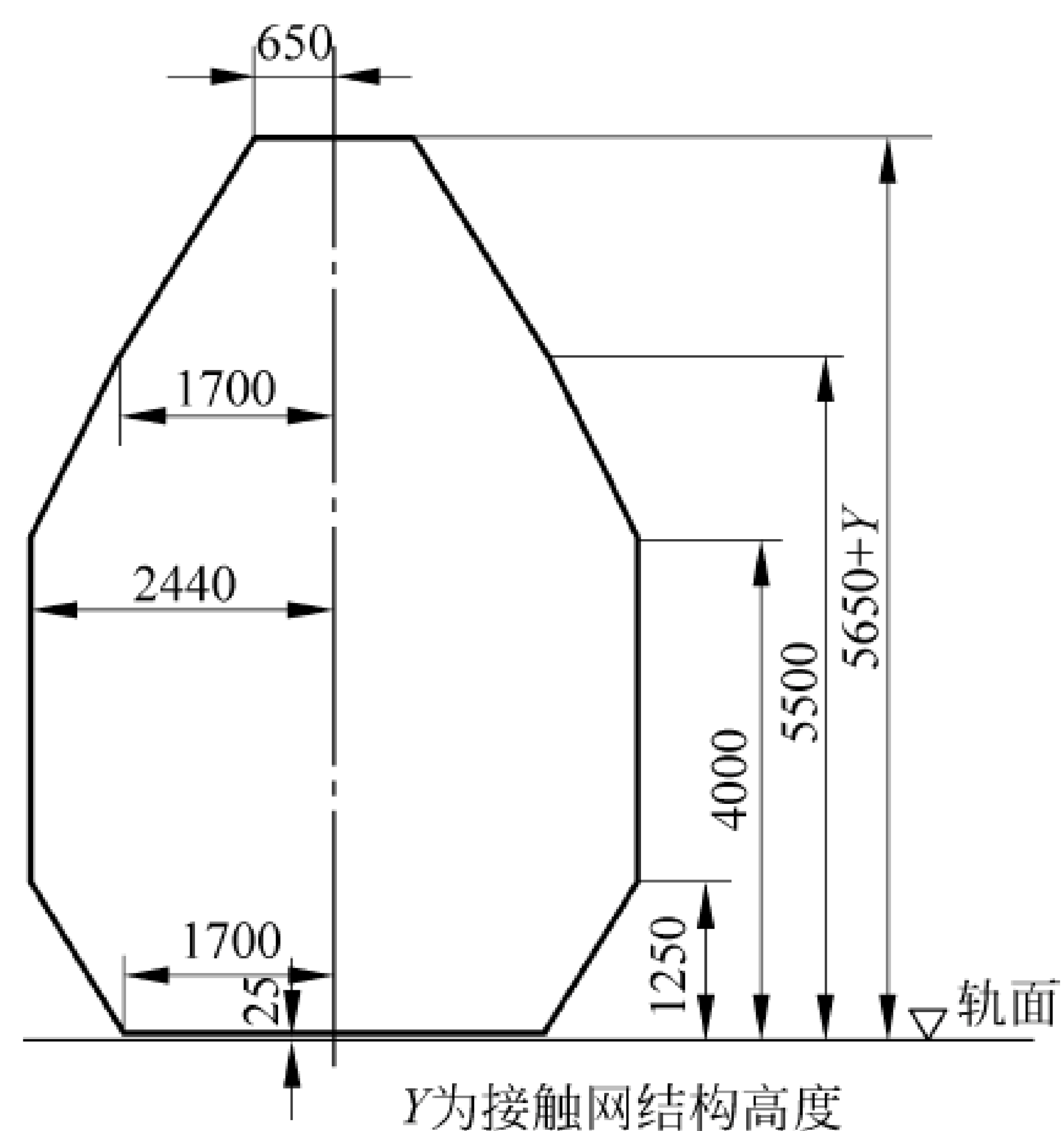


图 4-17 高速铁路隧道建筑限界

高速铁路隧道曲线段的建筑限界加宽仅考虑因超高产生车体向曲线内侧倾斜的加宽，加宽量为

$$W_1 = \frac{H}{1500}h \tag{4-5}$$

式中符号含义同前。

4. 直线隧道净空

直线隧道净空要比隧道建筑限界稍大一些，可满足限界要求，还可考虑隧道内股道数和线间距、空气动力学效应、设备空间、接触网悬挂方式、轨道结构形式及维护方式、避让、救援通道，以及在不同的围岩压力作用下，衬砌结构的合理受力形状（拱部采用三心圆，边墙采用直墙式或曲墙式）和施工方便等因素。图4-18为时速120km单线及双线电力牵引铁路隧道衬砌内轮廓。图4-19为设计时速350km双线铁路隧道建筑限界及衬砌内轮廓。

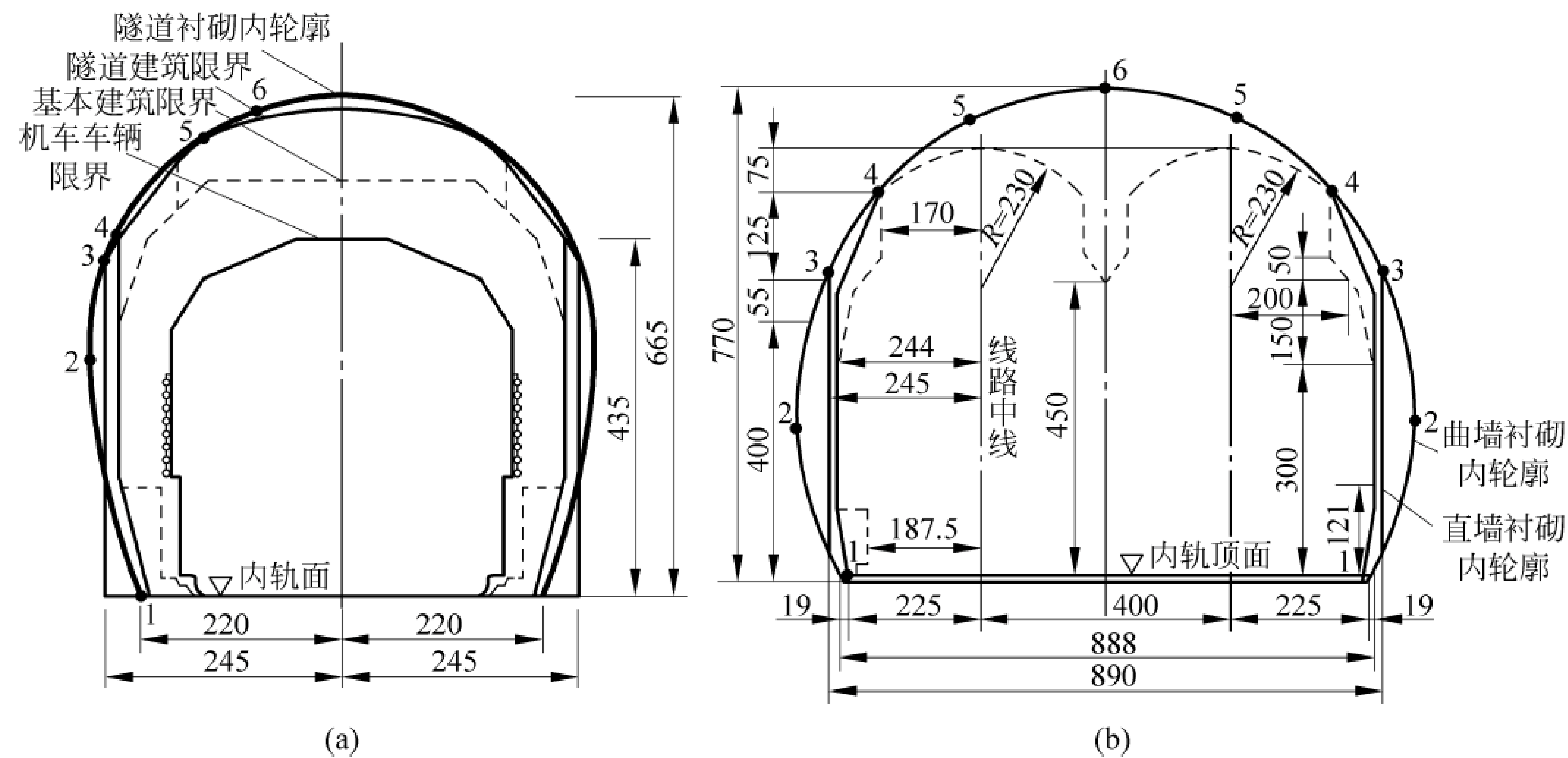


图4-18 时速120km电力牵引铁路隧道衬砌内轮廓图

(a) 单线；(b) 双线

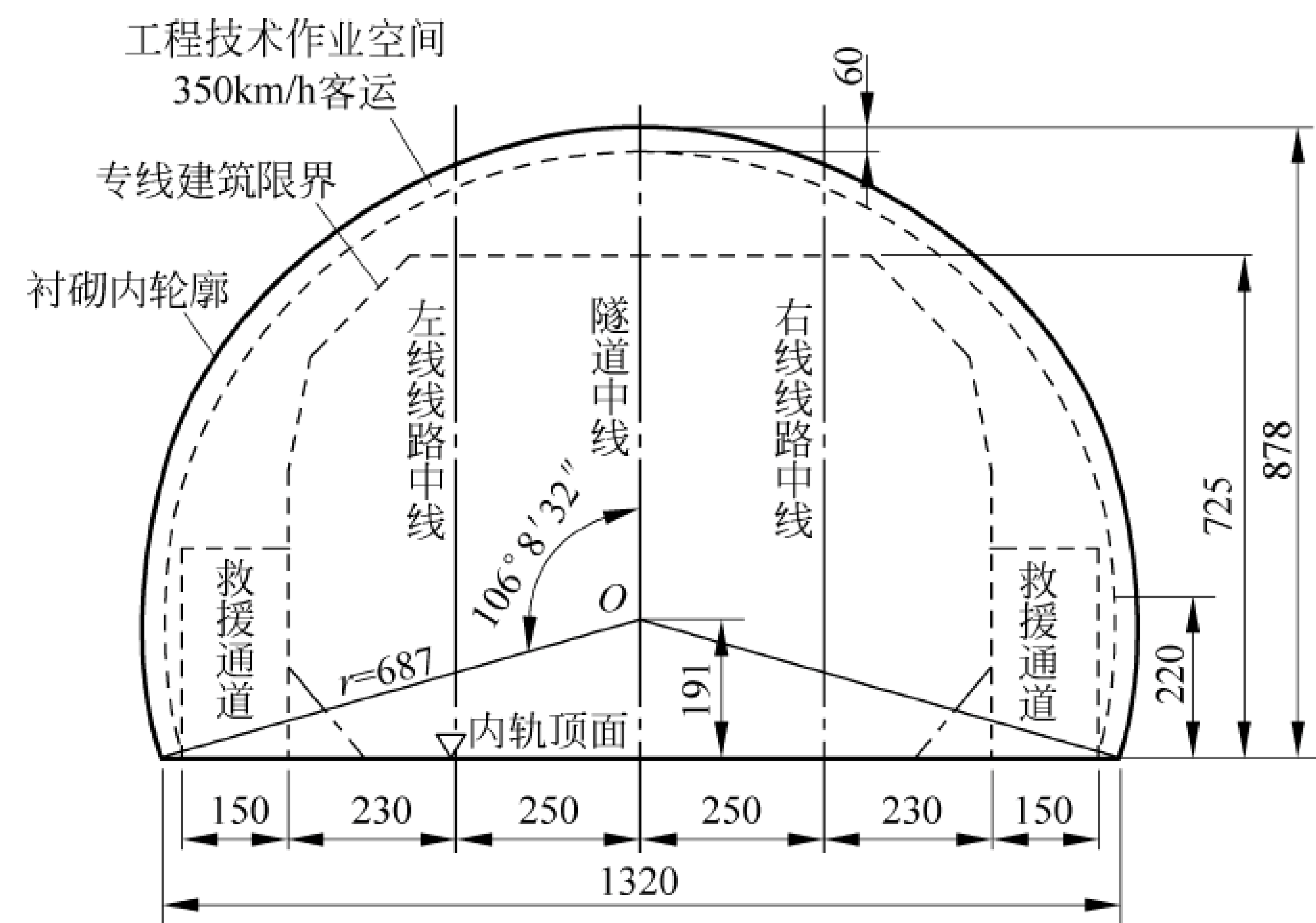


图4-19 时速350km双线铁路隧道建筑限界及内轮廓

4.4.2 曲线隧道限界

1. 设计速度低于200km/h铁路隧道

设计速度低于200km/h铁路隧道包括客货共线铁路、双层集装箱运输铁路和城际铁路隧道三类。

如果铁路隧道位于曲线段，则需要进行加宽，加宽原因如下：①车辆通过曲线时，转向架中心点沿线路运行，而车辆本身却不能随线路弯曲，仍保持其矩形形状，故其两端向曲线外偏移$d_{外}$，中间向曲线内偏移$d_{内1}$；②由于曲线外轨超高，车辆向曲线内侧倾斜，使车辆限界上的控制点在水平方向上向内移动了$d_{内2}$。

1）单线曲线隧道加宽值的计算

（1）利用图4-20所示的几何关系，近似计算得出车辆中间部分向曲线内侧的偏移$d_{内1}$为

$$d_{内1}=\frac{l^2}{8R} \tag{4-6}$$

式中 l——车辆转向架中心距，取18m；

R——曲线半径，m。

$$d_{内1}=\frac{18^2}{8R}\times 100\text{cm}=\frac{4050}{R}\text{cm} \tag{4-7}$$

（2）利用图4-20所示的几何关系，近似计算得出车辆中间部分向曲线外侧的偏移$d_{外}$为

$$d_{外}=\frac{L^2-l^2}{8R} \tag{4-8}$$

式中 L——铁路标准车辆长度，取26m。

于是，得

$$d_{外}=\frac{26^2-18^2}{8R}\times 100\text{cm}=\frac{4400}{R}\text{cm} \tag{4-9}$$

（3）利用图4-21中$\triangle ABC$与$\triangle ODF$的相似关系，外轨超高使车体向曲线内侧倾斜偏移$d_{内2}$为

$$d_{内2}=\frac{H}{M}h \tag{4-10}$$

式中 H——隧道限界控制点自轨面起的高度，cm；

M——轨道中心线距离，cm，取$M=150$cm；

h——曲线外轨超高值，cm，其最大值不超15cm，且

$$h=0.75\frac{v^2}{R} \tag{4-11}$$

式中 v——铁路预期行车速度，km/h。

在我国铁路隧道标准设计中，$d_{内2}$是将相应的隧道建筑限界绕内侧轨顶中心转动$\arctan\frac{h}{150}$求得，可近似取$d_{内2}=2.7h$。

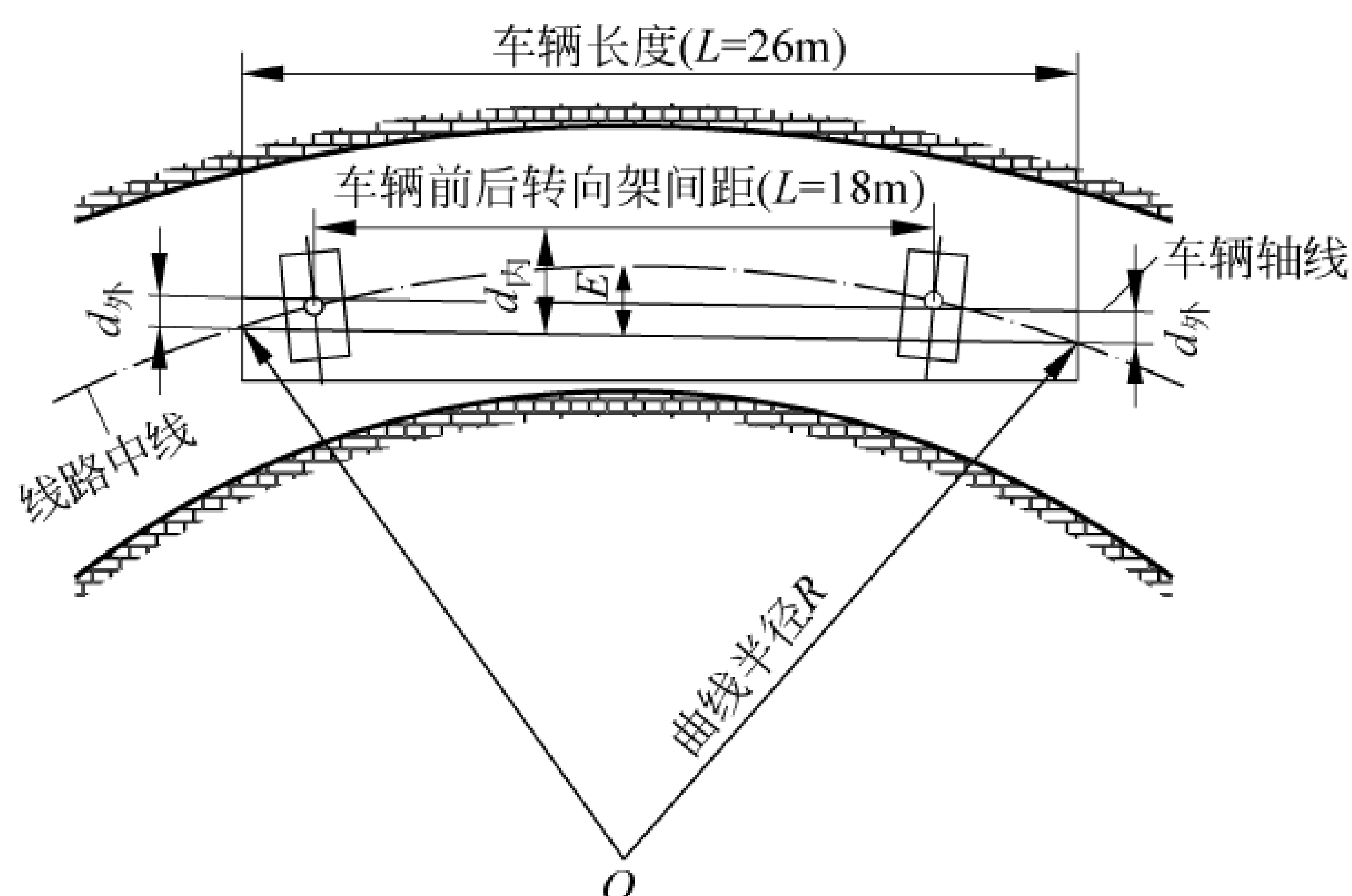


图 4-20 曲线隧道净空加宽平面示意图

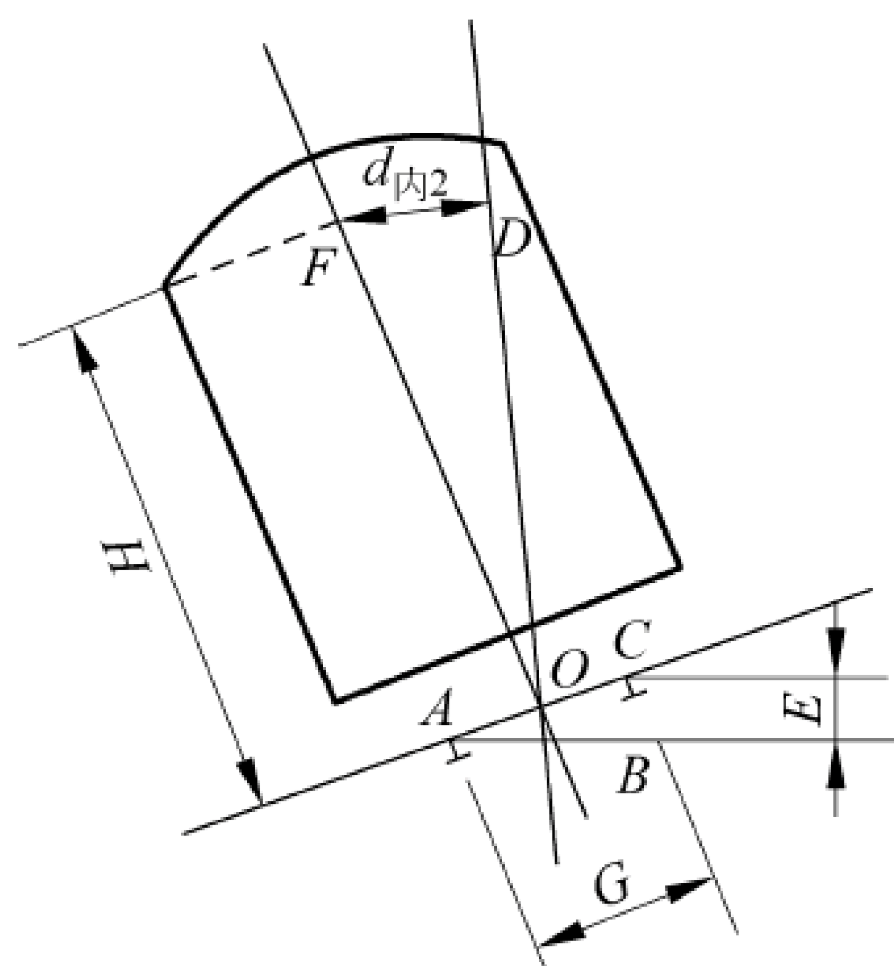


图 4-21 曲线隧道净空加宽断面示意图

则隧道内侧加宽值为

$$W_1 = d_{内1} + d_{内2} = \frac{4050}{R} + 2.7h \tag{4-12}$$

隧道外侧加宽值为

$$W_2 = d_{外} = \frac{4400}{R} \tag{4-13}$$

隧道总加宽值为

$$W = W_1 + W_2 = \frac{4050}{R} + 2.7h + \frac{4400}{R} \tag{4-14}$$

2）双线曲线隧道加宽值的计算

双线曲线隧道的内侧加宽值 W_1 及外侧加宽值 W_2 与单线隧道加宽值的计算相同。当外侧线路的外轨超高大于内侧线路的外轨超高时，内侧线路中线间的加宽值 W_3 按下式计算。

$$W_3 = \frac{8450}{R} + \frac{H_1}{150} \times \frac{h}{2} \tag{4-15}$$

式中 H_1——车辆外侧顶面距内轨顶面的高度，取 360cm。

3）曲线隧道中线与线路中线偏移距离

从以上可知，曲线隧道内、外侧加宽值不同（内侧加宽大于外侧加宽），断面加宽后，隧道中线应向内侧偏移 d。

单线隧道偏移值（图 4-22）为

$$d = \frac{1}{2}(W_1 - W_2) \tag{4-16}$$

双线隧道（图 4-23）内侧线路中线至隧道中线的距离

$$d_1 = 200 - \frac{1}{2}(W_1 - W_2 - W_3) \tag{4-17}$$

外侧线路中线至隧道中线的距离

$$d_2 = 200 + \frac{1}{2}(W_1 - W_2 + W_3) \tag{4-18}$$

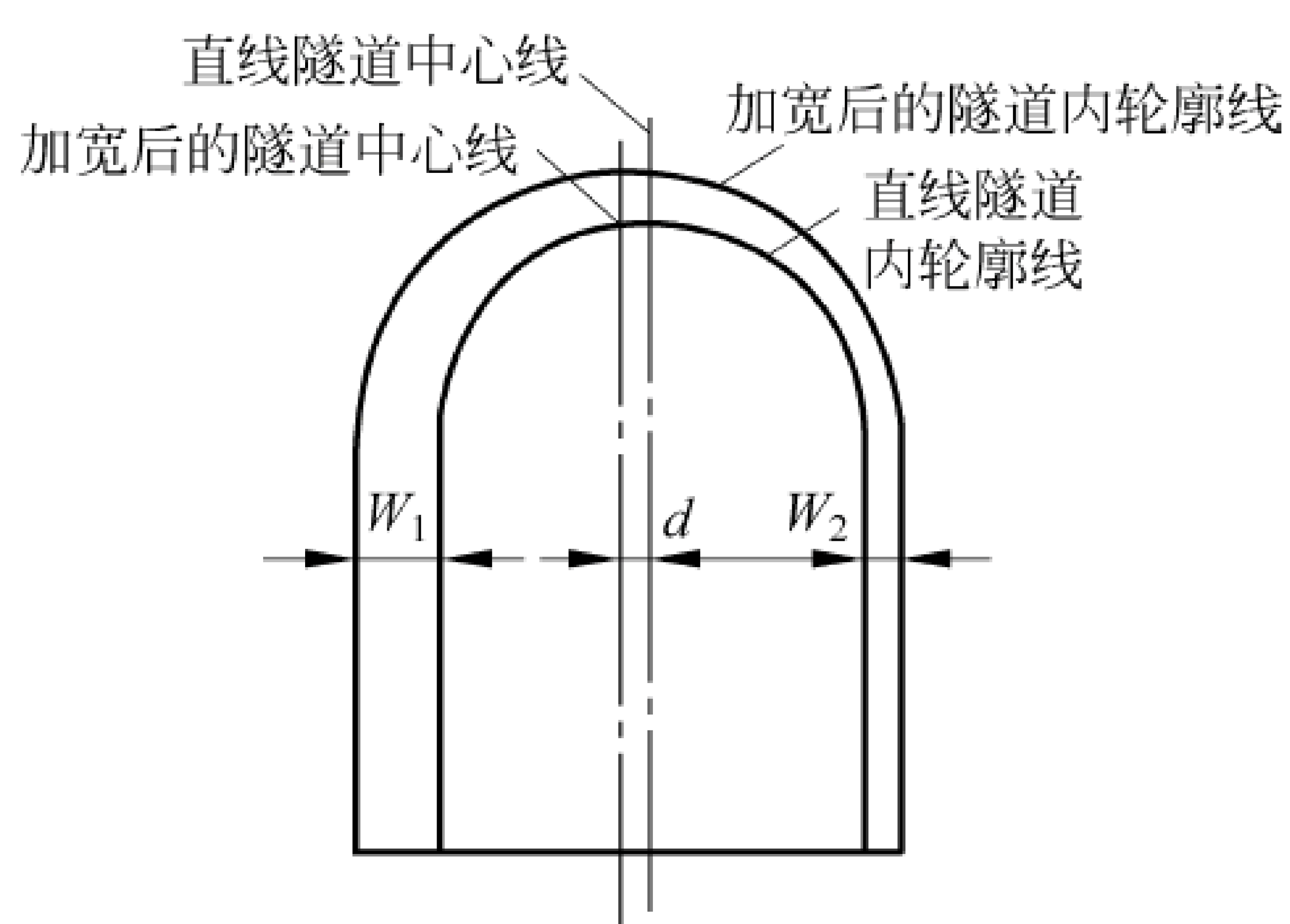


图 4-22　单线隧道曲线加宽示意图

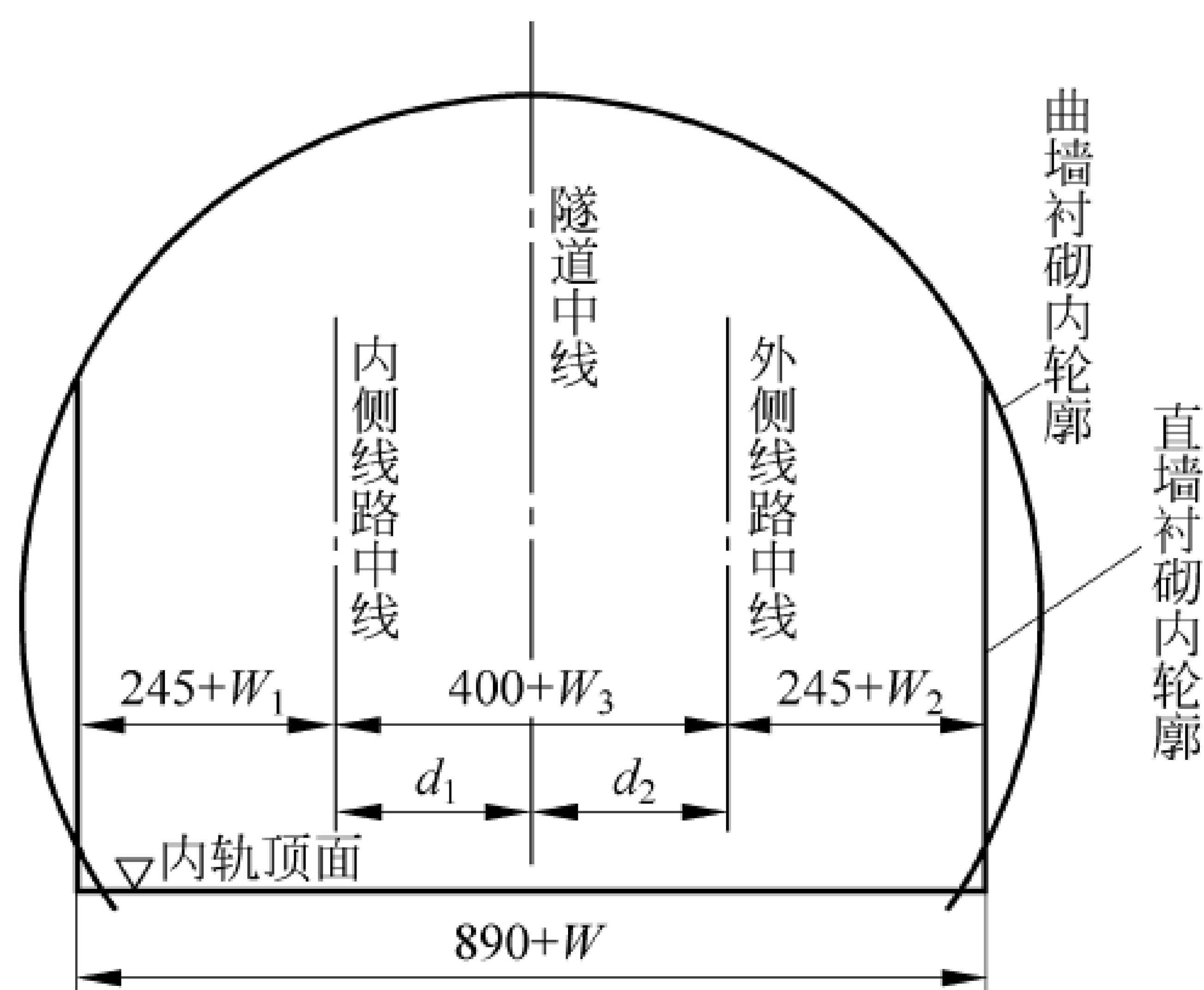


图 4-23　双线隧道曲线加宽示意图

4）直线段与曲线段衔接方法

曲线上建筑限界的加宽范围包括全部圆曲线、缓和曲线和部分直线。加宽采用阶梯形方式或用曲线圆顺方式，即自加宽断面终点向不加宽断面延伸 1m 范围内逐渐过渡的顺坡法。阶梯形加宽方式如图 4-24 所示。自直缓点（或缓直点）向直线方向外延 22m 至距缓和曲线中点 13m 范围内，内侧按 $0.5W_1$、外侧按 $0.5W_2$ 进行隧道建筑限界加宽；其余缓和曲线段和圆曲线段，内侧按 W_1、外侧按 W_2 进行隧道建筑限界加宽。

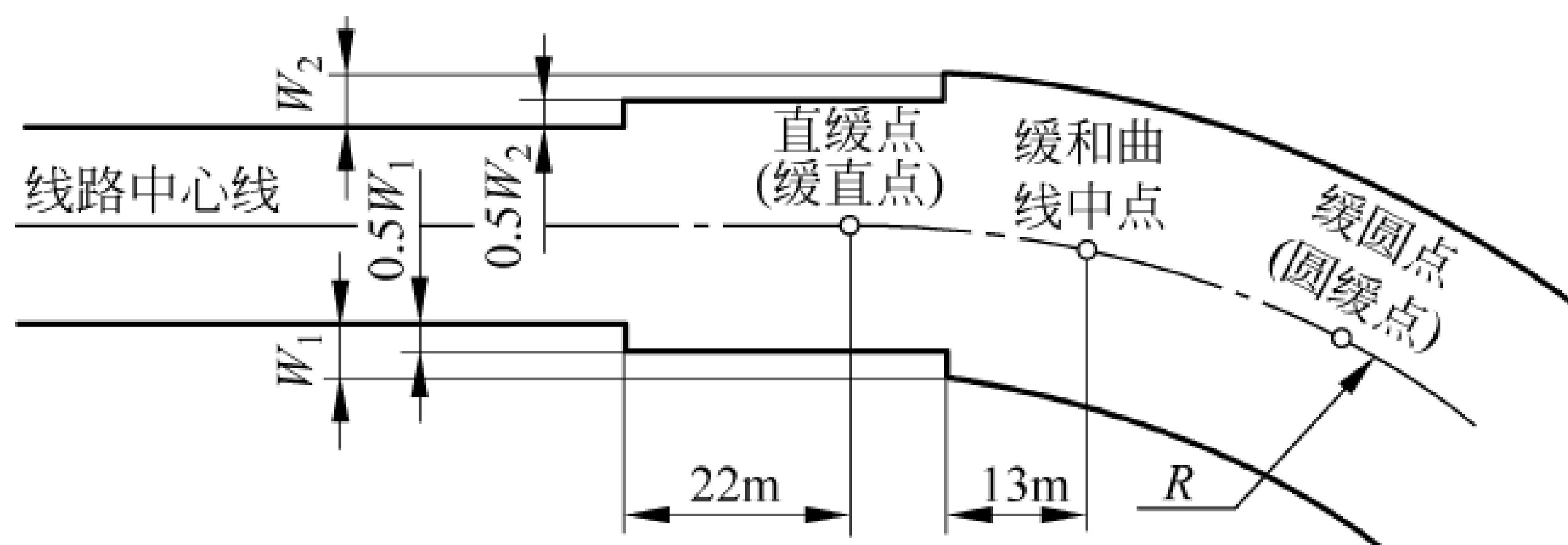


图 4-24　时速 200km/h 以下铁路隧道建筑限界加宽

位于曲线车站上的隧道，断面加宽应根据站场线路具体要求计算确定。

当隧道位于反向曲线上，且其间夹直线长度小于 44m 时，重叠部分按两端不同的曲线半径分别计算内、外侧加宽值，取其中较大者。

2. 高速铁路隧道

高速铁路隧道加宽仅在内侧加宽，同样采用阶梯加宽或曲线圆顺方式来实现，加宽范围与上述三类铁路相同，如图 4-25 所示。

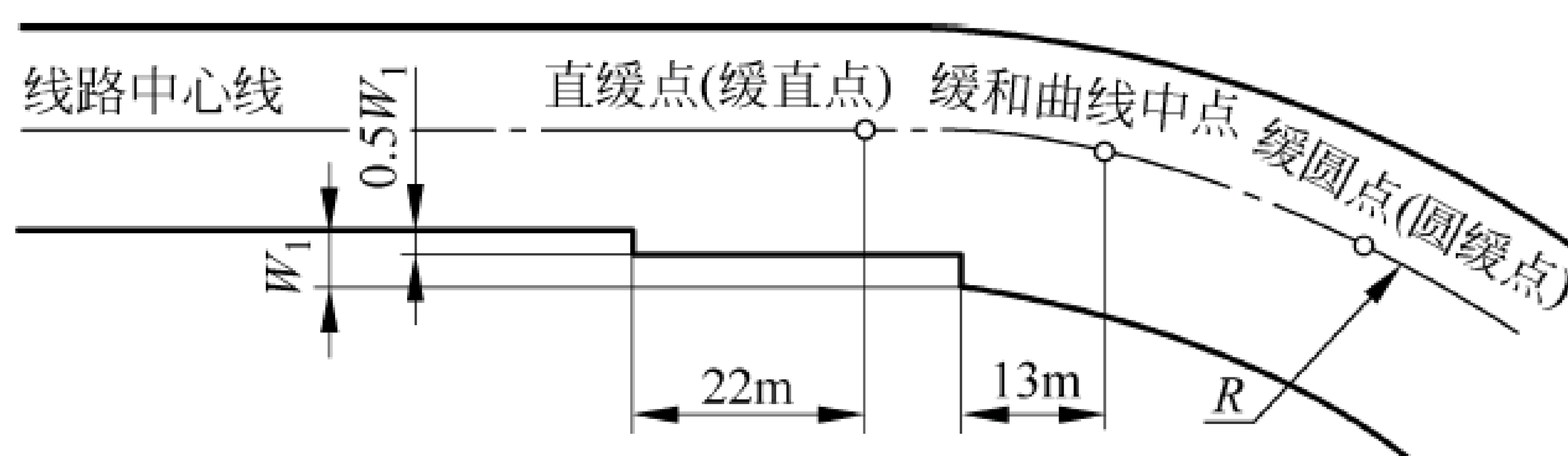


图 4-25　高速铁路隧道建筑限界加宽

4.4.3 横断面设计内容和方法

1. 横断面设计基本内容和步骤

确定隧道的净空限界以后，就可以据此初步拟定隧道衬砌的断面。由于隧道衬砌是一个超静定结构，不能直接用力学方法计算出它截面尺寸，而是先拟定一种截面尺寸，按照这个截面尺寸来验算在荷载作用下的内力。隧道横断面设计基本内容包括选定结构内轮廓，选定计算结构轴线，选定各个截面的厚度。

隧道横断面设计主要步骤如下：

（1）确定隧道类型，选定相应建筑限界；

（2）根据围岩类别初步拟定截面厚度；

（3）编制计算机程序，对拟定的各种衬砌断面方案进行计算比较和优化，得出最优的断面几何参数；

（4）应用结构分析程序，对得出的衬砌结构断面最优解进行力学验算，并对有关结果作出评价。

2. 铁路隧道衬砌断面设计原则

（1）衬砌的内轮廓线应尽可能地接近建筑限界，力求开挖和衬砌的数量最小。衬砌内表面力求平顺，还应考虑衬砌施工的简便。

（2）隧道衬砌断面的轴线应当尽量与断面压力曲线重合，使各截面主要承受压应力。为此，当衬砌受径向分布的水压时，轴线以圆形最好；主要承受竖向压力，或同时承受不大的水平侧压力时，可采用三心圆拱和直墙式衬砌；当承受竖向压力和较大侧压力时，宜采用五心圆曲墙式衬砌；当有沉陷可能和受底压力时，宜加设仰拱的曲墙式衬砌。

（3）隧道衬砌厚度随所处地质条件和水文地质条件不同而有较大变化，并且与隧道的跨径，荷载大小，衬砌材料以及施工条件等有关。根据以往经验，拱圈可以采取等截面，也可采取在拱脚部分加厚20%～50%的变截面。仰拱厚度一般略小于拱顶厚度。承受荷载的隧道建筑物各部结构截面最小厚度不应小于《铁路隧道设计规范》（TB 10003—2016）规定的最小厚度：混凝土材料的衬砌为25cm，洞门端（翼）墙和洞口挡土墙为30cm。

思考题

1. 简述铁路隧道设计中位置选择的基本原则。
2. 简述铁路隧道平面线形类型、主要设计内容及标准。
3. 简述铁路隧道纵断面形式、主要设计内容和标准。
4. 简述铁路隧道加宽原因、计算方法及实现方式以及与地铁设计的区别。
5. 简述铁路隧道限界含义及主要分类以及与地铁设计的区别。

公路隧道总体设计

公路隧道是指修筑在地下供汽车行驶的通道，一般还兼作管线和行人的通道。公路隧道位置选择和铁路隧道选线相同，隧道具体位置的选择与当地的地质条件、水文地质条件、地形地貌条件、工程难易程度、投资数额、线路技术条件、工期的要求、施工技术水平和运营条件等多种因素有关。其中最为重要的是地质条件和地形条件。

根据公路工程的特点，公路隧道总体设计应该遵守以下原则：

(1) 在地形、地貌、地质、气象、社会人文和环境等调查的基础上，综合比选隧道各轴线方案的走向、平纵线形、洞口位置等，提出推荐方案。

(2) 地质条件很差时，特长隧道的位置应控制路线走向，以避开不良地质地段；长隧道的位置亦应尽可能避开不良地质地段，并与路线走向综合考虑；中、短隧道可服从路线走向。

(3) 根据公路等级和设计速度确定车道数和建筑限界。在满足隧道功能和结构受力良好的前提下，确定经济合理的断面内轮廓。

(4) 隧道内外平、纵线形应协调，以满足行车的安全、舒适要求。

(5) 根据隧道长度、交通量及其构成、交通方向及环保要求等，选择合理的通风方式，确定通风、照明、交通监控等机电设施的设置规模。必要时特长隧道应作防灾专项设计。

(6) 应结合公路等级、隧道长度、施工方法、工期和营运要求，对隧道内外防排水系统、消防给水系统、辅助通道、弃渣处理、管理设施、交通工程设施、环境保护等作综合考虑。

(7) 当隧道与相邻建筑物互有影响时，应在设计与施工中采取必要的措施。

公路隧道设计通常先进行方案设计，然后进行隧道的平面和纵断面、净空、衬砌等具体设计。

5.1 公路隧道平面设计

1. 隧道平面线型

隧道是线路的一个组成部分，隧道平面设计与公路一样，要按《公路路线设计规范》(JTG D20—2017)规定进行，但应照顾到隧道的特点。隧道的平面线型可以采用直线或曲线。直线便于施工，且线路顺直，车辆可以快速通过，走行的距离也较短，线路运营效率高。相比直线线型，曲线容易避开某些地质不良地段；与引道接线较平顺，在出口处设置合适的曲线，有利于驾驶者的“亮适应”。

但曲线隧道同时具有以下缺点：①曲线段施工难度增大。曲线隧道在测量、衬砌、内部

装饰和吊顶等方面稍显复杂，曲线隧道施工中无法采用模板台车，只能采用拼装模板，增加了施工工程量和施工难度。②曲线隧道不利于通风，易使长大隧道洞内空气条件恶化。③曲线线路行车时，受到离心力和行车视距缩短的影响，不利于行车安全和舒适。

隧道平面线型应综合考虑地形地质条件、洞口接线、隧道通风、车辆运行安全和施工条件等因素，并与隧道自身建设条件及连接区间的公路整体线形协调一致而选定。

平面设计的任务是决定隧道的平面位置和线型，选定洞口位置及洞内各种地下管线埋设位置。

2．公路隧道平面设计的原则

公路隧道平面线形一般应采用直线，避免曲线。

1）直线型隧道

特长隧道宜采用直线型。高速公路、一级公路上的长、中隧道以及各级公路上的短隧道的平面线型应服从路线布设的需要，并且宜采用直线或较大半径的曲线。如必须设置曲线时，应尽量采用大半径曲线，并确保视距要求。

2）曲线隧道

① 通常采用不设超高且不需加宽断面的平曲线，其半径不应小于不设超高的平面曲线半径(表5-1)。当隧道设计速度大于或等于80km/h时，隧道内平曲线最小半径不宜小于8倍行车速度；当隧道设计速度小于80km/h时，平曲线最小半径不宜小于10倍行车速度。

② 受特殊条件限制，隧道平面线型需采用设超高的平曲线时，其超高值应满足《公路隧道设计细则》(JTG/T D70—2010)视距要求，隧道内一般禁止超车，因此只需按表5-2的规定进行停车视距的验算，以保证驾驶员在紧急情况下有充分的时间迅速停车，避免交通事故。

③ 隧道内不宜采用S形曲线，受地形地质条件限制确需设置S形曲线时，S形曲线两圆曲线半径之比不宜过大，以 $R_0/R_1 \leqslant 2$ 为宜(R_0 为大圆曲线半径，R_1 为小圆曲线半径)。

表5-1　不设超高最小平曲线半径　m

路　拱	设计行车速度						
	120	100	80	60	40	30	20
≤2.0%	5500	4000	2500	1500	600	350	150
>2.0%	7500	5250	3350	1900	800	450	200

表5-2　公路停车视距与会车视距

公路等级	高速公路、一级公路				二、三、四级公路				
设计速度/(km/h)	120	100	80	60	80	60	40	30	20
停车视距/m	210	160	110	75	110	75	40	30	20
会车视距/m	—	—	—	—	220	150	80	60	40

3．与平行隧道或其他结构物的间距

1）公路隧道设置形式

隧道设置形式的选择应充分考虑围岩地质条件、断面形状、尺寸大小、施工方法、支护时

间、洞口两端接线、占地大小、环境影响和工程造价等因素。在条件允许的情况下,高速公路与一级公路的隧道应设计为上、下行分离的独立双洞;当地形条件限制时,只能选用小间距隧道;如果地形条件相当困难,隧道长度比较短时,为了保护植被免遭破坏,可选用连拱隧道。

2)公路、铁路和地铁平行隧道净距要求

高等级公路或铁路的隧道应设计为上、下行分离的独立双洞,最小净距按对两洞结构彼此不产生有害影响的原则,结合隧道平面线形、围岩地质条件、断面形状和尺寸、施工方法等因素确定。两平行隧道间的净距,应按围岩地质条件、隧道埋深、隧道断面尺寸及施工方法等多种因素确定,一般情况下应大于表5-3两平行隧道间的净距。

表5-3 两平行隧道间的净距

围岩级别	铁路隧道	公路隧道	地铁
	相邻单线隧道间的最小净距	分离式独立双洞的最小净距	
Ⅰ	(1.5~2.0)B	1.0B	用盾构法施工的平行隧道间的净距宜不小于隧道外轮廓直径; 矿山法或新奥法施工的平行隧道间的净距可比照《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)执行
Ⅱ	(2.0~2.5)B	1.5B	
Ⅲ	(2.0~2.5)B	2.0B	
Ⅳ	(2.5~3.0)B	2.5B	
Ⅴ	(3.0~5.0)B	3.5B	
Ⅵ	>5.0B	4.0B	

注:B为隧道开挖断面宽度,m。

5.2 公路隧道纵断面设计

隧道纵断面线形,应以行车安全、排水、通风、防灾为基础,并根据施工期间的排水、出渣、材料运输等要求确定。

1. 坡度限值

隧道纵坡主要是受通风条件及行车舒适性等因素控制。对于长大隧道而言,隧道的通风量一般与隧道纵坡的平方级数成正比,因此从洞内卫生条件分析,隧道的纵坡坡度以小为宜。隧道内应尽量设置缓坡,考虑排水方便,隧道内最小纵坡不应小于0.3%。

特长、长隧道最大纵坡坡度宜控制在2.5%以下,中、短隧道最大纵坡坡度宜控制在3%以下。中、短隧道受地形等条件限制时,应综合权衡隧道后期运营与工程建设费用,采用一定措施提高隧道行车安全性后,最大纵坡坡度可加大到4%;在特别困难的条件下,经技术经济论证,最大纵坡坡度还可加大至5%。短于100m的隧道,隧道纵坡可与隧道外路线的纵坡要求相同。

隧道内不宜设置爬坡车道。纵坡大于4%的单向双车道隧道,经运行速度验算,隧道内行车速度低于路段最低容许速度。且大型车比例较高,严重影响隧道通行能力,调整隧道纵坡较困难时,经过技术经济综合比较,可根据实际情况在隧道出口端设置爬坡车道,使大型车与小型车分离,保证小型车的运行质量,提高公路的通行能力。

总之,隧道内纵坡坡度超标后,必须对行车安全性、通风设备和运营费用以及施工效率的影响等作充分的技术经济综合论证。

2. 坡段形式

公路隧道内坡道类型与铁路隧道相同,宜采用单向坡。单向通行时,设置向下的单坡对通风有利。地下水发育的长隧道、特长隧道可采用双向人字坡,一方面便于双向对头掘进施工出渣,可以轻车上坡,重车下坡,有利于提高施工效率,另一方面有利于施工排水。

3. 坡段长度

在公路隧道设计中,对于长隧道和特长隧道,应采用双面坡形式,但每一个段坡长(变坡点之间的水平距离)取决于车辆的动力性能、驶入坡道的行车速度和坡顶要求达到的速度,同时为考虑驾乘人员的舒适性,《公路线路设计规范》(JTG D20—2017)中给出了最小坡段长度和最大坡段长度规定,见表5-4和表5-5。

表 5-4 最小坡段长度

设计速度/(km/h)	120	100	80	60	40	30	20
最小坡长/m	300	250	200	150	120	100	60

表 5-5 最大坡段长度 m

设计速度/(km/h)		120	100	80	60	40	30	20
纵坡坡度/%	3	900	1000	1100	1200	—	—	—
	4	700	800	900	1000	1100	1100	1200
	5	—	600	700	800	900	900	1000
	6	—	—	500	600	700	700	800
	7	—	—	—	—	500	500	600
	8	—	—	—	—	300	300	400
	9	—	—	—	—	—	200	300
	10	—	—	—	—	—	—	200

4. 坡段连接

隧道内纵坡变化处应设置大半径竖曲线平缓过渡,以保证驾驶员有足够的视线。变坡点的凸形、凹形竖曲线最小半径和最小长度应符合表5-6的规定。

表 5-6 竖曲线最小半径和最小长度

设计速度/(km/h)		120	100	800	60	40	30	20
凸形竖曲线半径/m	一般值	17000	10000	4500	2000	700	400	200
	极限值	11000	6500	3000	1400	450	250	100
凹形竖曲线半径/m	一般值	6000	4500	3000	1500	700	400	200
	极限值	4000	3000	2000	1000	450	250	100
竖曲线长度/m		100	85	70	50	35	25	20

5.3 公路隧道洞外引线设计

由于隧道进出口光线由明到暗、由暗到明的过渡，会造成司机视觉的不适应，容易诱发交通事故。因此，引线的作用是保证隧道进出口线型的一致性，并符合以下要求。

(1) 隧道洞口引线应根据实际地形条件而定，隧道洞口内、外各3s设计速度行程长度范围内的平面线形应一致，有条件的可以按5s设置。当洞口位于缓和曲线上时，应尽可能地加大缓和曲线参数，增加缓和曲线长度，尽量使隧道洞口远离曲线要素点，并在满足排水需求的最小超高渐变率的前提下，尽量减缓超高渐变率。洞口应避免设置于反向S形曲线的拐点处或附近。

(2) 在隧道洞口纵断面设计中，应保持隧道洞口内、外各3s设计速度行程长度范围的纵面线型一致，有条件时宜取5s设计速度行程。洞口的纵断面线型应使洞内、外一定长度内在同一类型坡道上，以使驾乘人员有较好的行车视距。当隧道的洞口附近必须设置变坡点时，其竖曲线除应采用较大的半径外，变坡点到洞口的距离在洞外按3s行程控制，洞内按5s行程控制。特别是当隧道设计速度大于或等于60km/h时，隧道洞口竖曲线半径应满足表5-7规定。

表5-7 洞口视觉所需的最小竖曲线半径

设计速度/(km/h)		120	100	80	60
竖曲线半径/m	凸形	20000	16000	12000	9000
	凹形	12000	10000	8000	6000

(3) 当隧道洞门内、外路基(路面)宽度变化较大时，隧道洞口外与之相连的路段应设置距洞口不小于3s设计速度行程长度，且不小于50m的过渡段与洞口衔接，以保持隧道洞口内外横断面顺适过渡。

(4) 对于长、特长的双洞隧道，宜在洞口外合适位置设置联络通道，以利车辆调头。

(5) 隧道入洞前一定距离，应设置必要的安全设施和视线诱导标志，保证洞外连接线型均匀过渡。

5.4 公路隧道限界和净空断面

隧道必须有足够的净空以满足运营安全的要求。不同用途的隧道净空大小不同，但设计原则基本一致。根据公路行车的特点，公路隧道断面设计时需要考虑墙效应的影响，较长隧道需要设置紧急停车带。

(1) 隧道净空是指隧道衬砌的内轮廓线所包围的空间。公路隧道净空除包括建筑限界外，还包括通风管道、照明设备、防灾设备、监控设备、运行管理设备等附属设备的安装空间，以及施工预留富余量和施工允许误差等。断面形状和尺寸应根据围岩压力求得最经济值。

(2) 隧道建筑限界是为保证隧道内各种交通的正常运行与安全而规定在一定宽度和高度范围内不得有任何障碍物的空间限界。

(3) 隧道行车限界是保证隧道内行车安全,在一定高度和宽度范围内任何物体不得侵入的限界。

5.4.1 公路隧道限界

公路隧道建筑限界由限界高度和限界宽度两部分组成。

限界高度是指公路(城市道路)在横断面范围内保证安全通行所必须满足的竖向高度。净高应考虑汽车装载高度、安全高度及路面铺装等因素确定。我国载重汽车的装载高度限制为 4.0m,外加 0.5m 的安全高度,一般采用 4.5m 的净高。考虑到大型设备运输的发展、路面积雪和路面铺装在养护中的加厚等因素,规定高速公路、一级公路和二级公路隧道建筑限界高度为 5m,三级公路、四级公路隧道建筑限界高度为 4.5m,人行道和检修道的建筑限界净高度为 2.5m。一条公路应采用相同的净高,当构造物位于凹形竖曲线上方时,长大车辆通过时会出现跳动悬空而降低隧道的有效净高,设计时应保证有效净高的要求;公路下穿时,应保证公路距构造物底部任意点均应满足净高的需要。市政公路隧道最小高度规定如下:各种汽车最小高度为 4.5m,自行车和行人最小高度为 2.5m,其他非机动车最小高度为 3.5m。

限界宽度是指公路(城市道路)在横断面范围内保证安全通行所必须满足的横向宽度。包括行车带、路肩、中间带、绿化带等宽度。路肩设在净空范围之内,因此道路上各种设施(标志、护栏等)均应设置在硬路肩以外的保护性路肩上,而且必须保证其伸入部分在净高以上。

公路隧道建筑限界如图 5-1、图 5-2 所示。

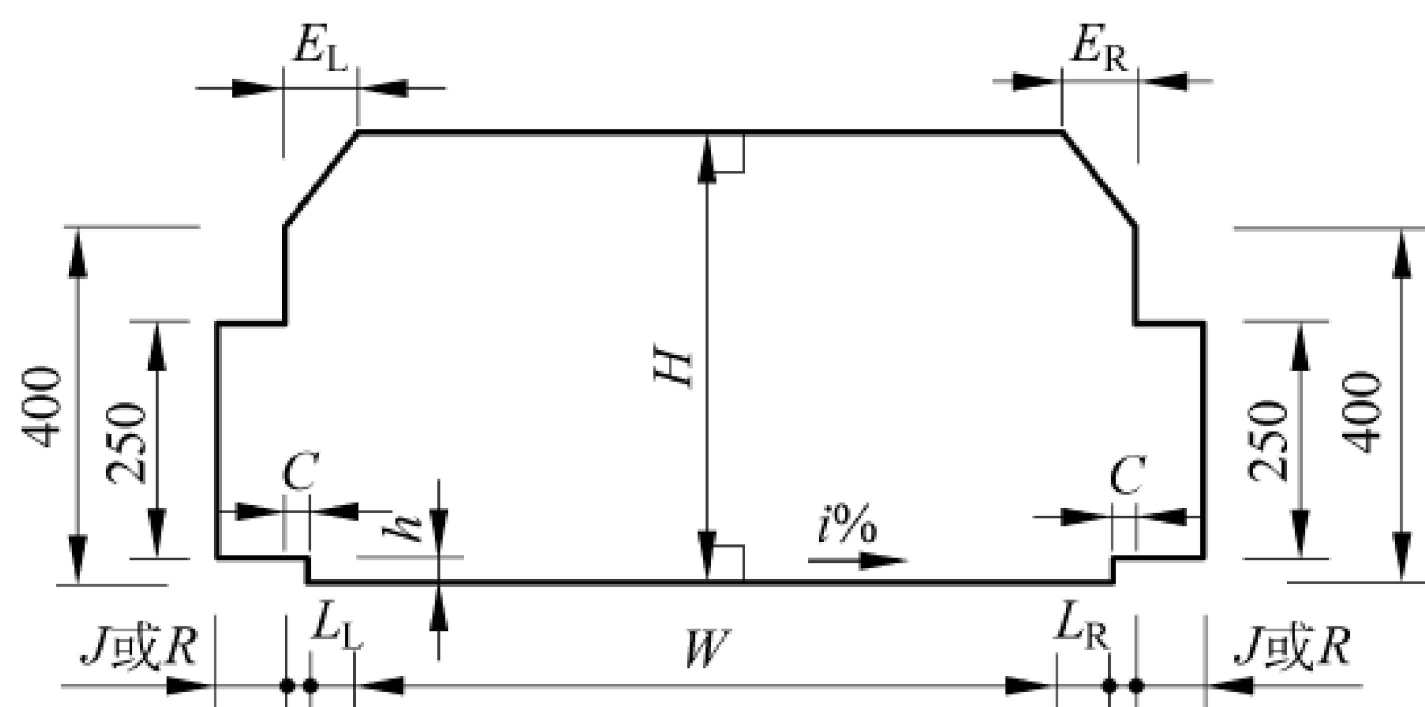


图 5-1 公路隧道建筑限界(单位:cm)

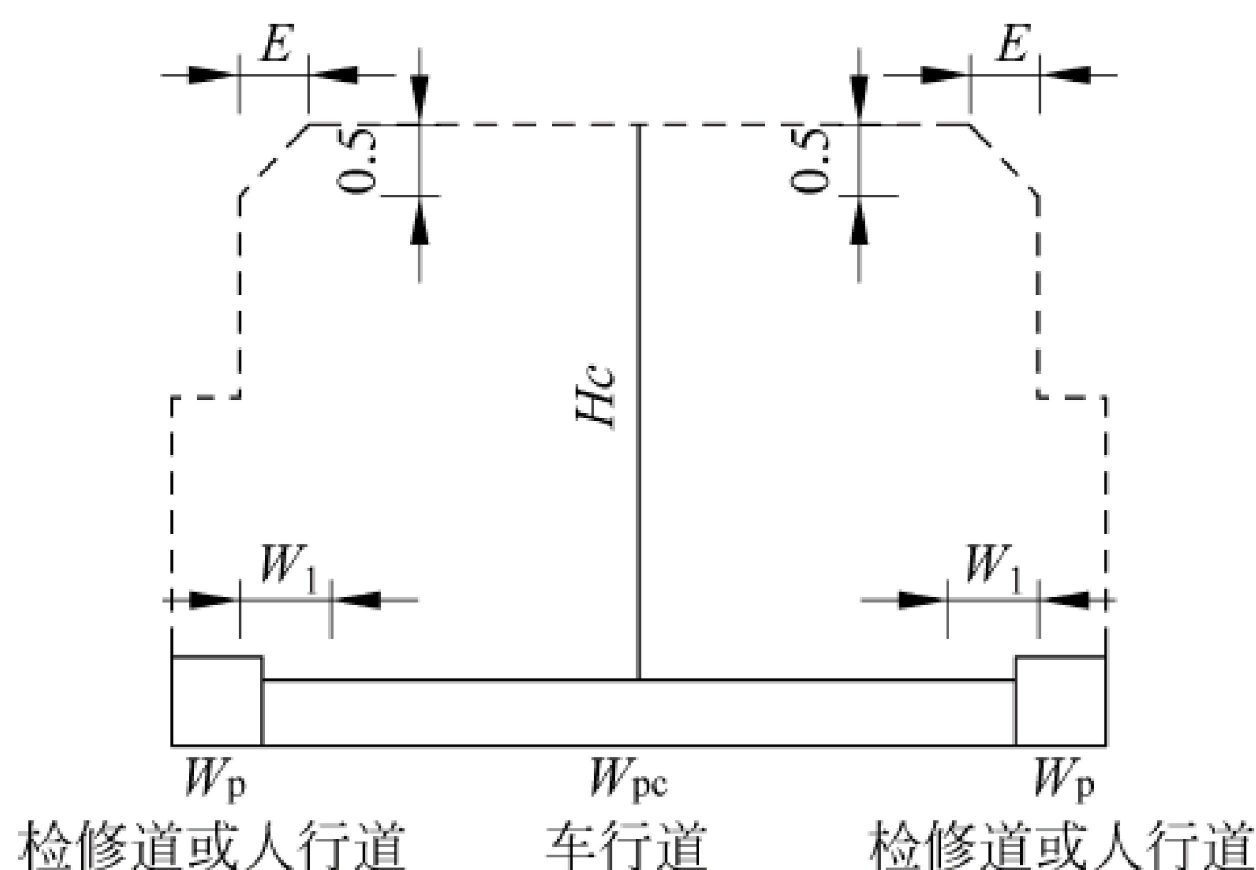


图 5-2 城市道路隧道建筑限界(单位:cm)

图中 H——建筑限界高度;

W——行车道宽度;

L_L——左侧向宽度;

L_R——右侧向宽度;

E_L——建筑限界左顶角宽度,$E_L = L_L$;

E_R——建筑限界右顶角宽度,当 $L_R \leqslant 1$m 时,$E_R = L_L$,当 $L_R > 1$m 时,$E_R = 1$m;

C——余宽;

J——检修道宽度;

R——人行道宽度;

h——检修道或人行道的高度。

公路(道路)隧道建筑限界宽度由车道宽度、侧向宽度、余宽、检修道或人行道组成。各组成部分的取值规定如下:

1. 车道

1) 车道数的设置

一般情况下,对向交通隧道最少车道数为2车道。单向交通隧道的高速公路和一级公路,车道数根据交通量可设置2~4车道,超过4车道时,则应考虑增加隧道座数满足车道数量要求;二级及以下公路隧道,车道数通常不多于3车道,超过3车道时,也应通过增加隧道座数满足车道数量需求。

2) 车道宽度

根据公路等级不同,每个车道的宽度一般设置为3.00~3.75m,双车道车道宽度见表5-8,三车道隧道除增加车道数外,其他宽度同表,增加的车道宽度不得小于3.5m。

2. 侧向宽度和余宽

隧道外的公路提供了足够的侧向净距,车辆可基本沿车道中心线行驶。在隧道内部,由于提供的侧向净距较小,驾驶员更喜欢离隧道墙(或人行道等)一定距离行驶,车辆会向隧道中心靠拢,发生横向偏移(隧道内车辆中心线与车道中心线的距离),这种现象称为墙效应(图5-3)。

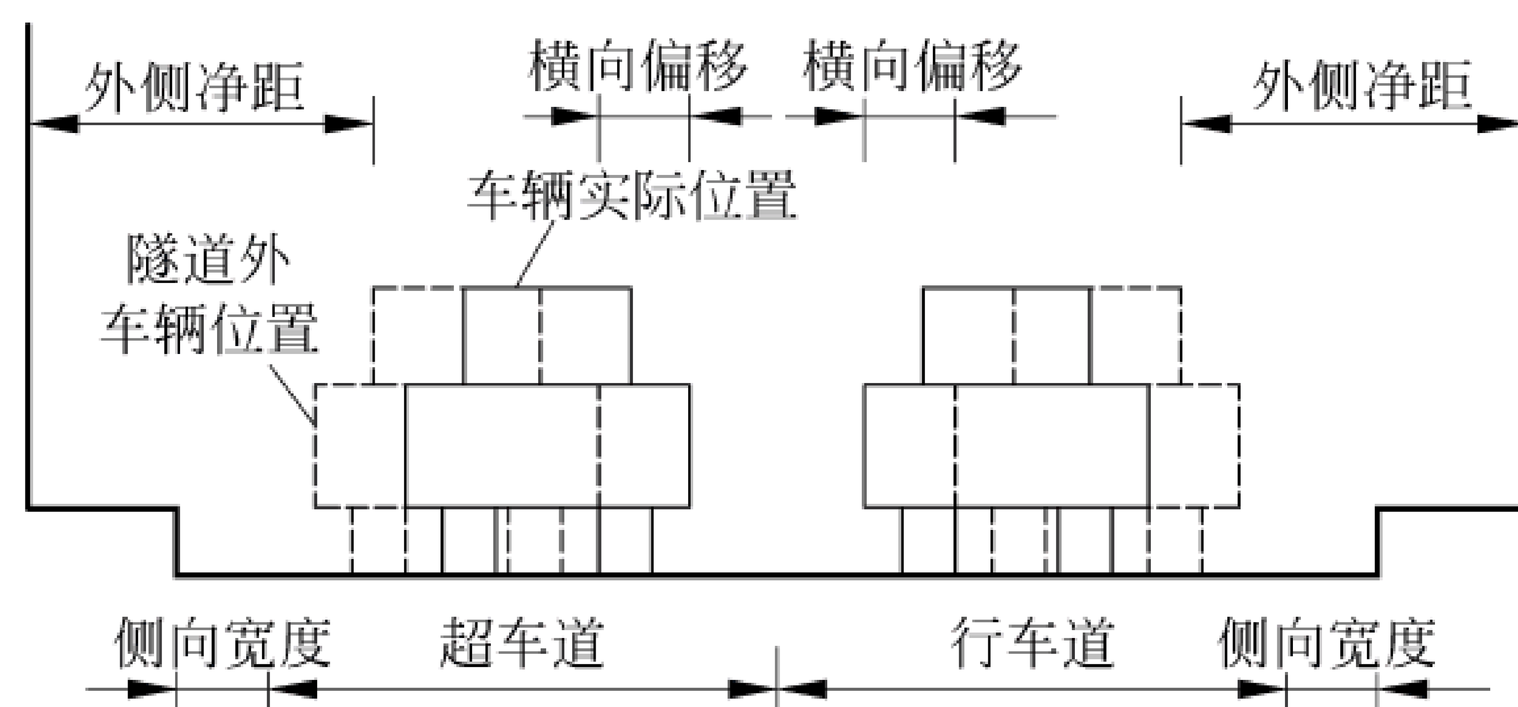


图5-3 隧道内行车墙效应示意图

当设置检修道或人行道时,不设余宽。当不设置检修道和人行道时,应设不小于25cm的余宽。左侧和右侧侧向宽度的最小宽度见表5-8。

表5-8 公路隧道建筑限界横断面组成的最小宽度

公路等级	设计速度/(km/h)	车道宽度 W/m	侧向宽度/m		余宽 C/m	人行道宽度 R/m	检修道 J/m		隧道建筑限界净宽/m		
			左侧	右侧			左侧	右侧	设检修道	设人行道	均不设
高速公路 一级公路	120	3.75×2	0.75	1.25	0.50	—	1.00	1.00	11.00	—	—
	100	3.75×2	0.75	1.00	0.25	—	0.75	1.00	10.50	—	—
	80	3.75×2	0.50	0.75	0.25	—	0.75	0.75	10.25	—	—
	60	3.50×2	0.50	0.75	0.25	—	0.75	0.75	9.75	—	—

续表

公路等级	设计速度/(km/h)	车道宽度 W/m	侧向宽度/m		余宽 C/m	人行道宽度 R/m	检修道 J/m		隧道建筑限界净宽/m		
			左侧	右侧			左侧	右侧	设检修道	设人行道	均不设
二级公路 三级公路 四级公路	80	3.75×2	0.75	0.75	0.25	1.00	—	—	—	11.00	—
	60	3.50×2	0.50	0.50	0.25	1.00	—	—	—	10.00	—
	40	3.50×2	0.25	0.25	0.25	0.75	—	—	—	9.00	—
	30	3.25×2	0.25	0.25	0.25	—	—	—	—	—	7.50
	20	3.00×2	0.25	0.25	0.25	—	—	—	—	—	7.50

注：对高速公路、一级公路，左侧检修道包括余宽；对二级及以下公路，人行道宽度包括余宽。

3. 检修道、人行道

检修道、人行道的主要功能是保证养护人员、隧道使用者可以在与交通互不干扰的情况下处理紧急事情。步道的路缘石可以阻止车辆爬上步道，是步行者的安全限界，也是保护隧道设备的安全限界。路缘石可以作为驾驶员的行驶方向线，其下部空间还常被用来安装管道、缆线等。其规定如下。

(1) 高速公路和一级公路隧道内应设置检修道。

(2) 其他等级公路隧道，应根据隧道所在地区的行人密度、隧道长度、交通量及交通安全等因素确定人行道的设置。检修道或人行道宜双侧设置。检修道与人行道的宽度见表 5-8。检修道或人行道的高度可按 20～40cm 取值，最大高度不超过 80cm。

(3) 连拱隧道的左侧可不设检修道或人行道，但应设 50cm 或 25cm 的余宽。

(4) 设计速度 120km/h 时，两侧检修道宽度不宜小于 1.0m；设计速度 100km/h 时，右侧检修道宽度不宜小于 1.0m。长度大于 1000m 的隧道，人行道宽度不宜小于 1m；当隧道需要设置水消防时，设置消防水管一侧的检修道或人行道宽度不宜小于 1m。

(5) 依据《城市道路设计规范》(CJJ 37—2016)的有关规定，城市道路隧道的人行道宽度应根据人行道通行能力(人行道基本通行能力为 2400 人/h·m)和地域折减系数(地域指道路隧道所处的商业区、车站或码头可能的区域，综合折减系数建议取值 0.5～0.7)经计算确定。

4. 建筑限界其他影响因素

1) 紧急停车带

紧急停车带的功能是停放故障车辆，紧急情况下疏散交通以及救援车辆和救援小组进行紧急救援活动。长隧道、特长隧道应在停车方向的右侧设置紧急停车带。对于双向行车隧道，紧急停车带应双侧交错设置，其宽度包含右侧向宽度应取 3.5m，长度应取 40m，其中有效长度不得小于 30m。两个紧急停车带的间距不宜大于 750m，如图 5-4 所示。

2) 横向通道

上、下行分离式独立双洞公路隧道之间应该设置横向通道。人行横向通道的设置间距可取 250m，并不应大于 500m；车行横向通道的设置间距可取 750m，并不得大于 1000m，长 1000～1500m 的隧道宜设 1 处，中、短隧道可不设。

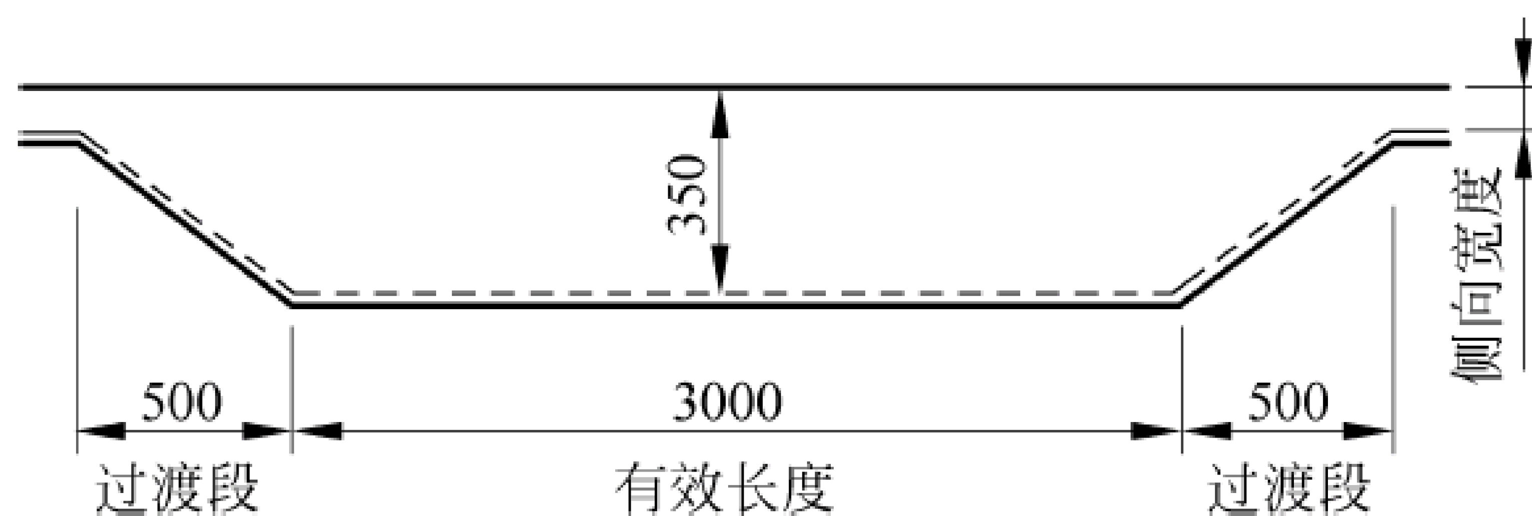


图 5-4 公路隧道紧急停车带的限界尺寸(单位：cm)

依据《公路隧道设计规范》(JTG D70—2004)、《公路隧道设计细则》(JTG/T D70—2010)和《公路线路设计规范》(JTG D20—2017)规定，各级公路隧道建筑限界基本宽度如表 5-8 所示。

5.4.2 公路隧道净空断面

建筑限界与隧道净空断面的关系应符合满足以下要求：隧道净空断面与建筑限界行车限界最小间距一般大于 10cm，与人行道或检修限界线最小间距不小于 5cm。如图 5-5 所示。

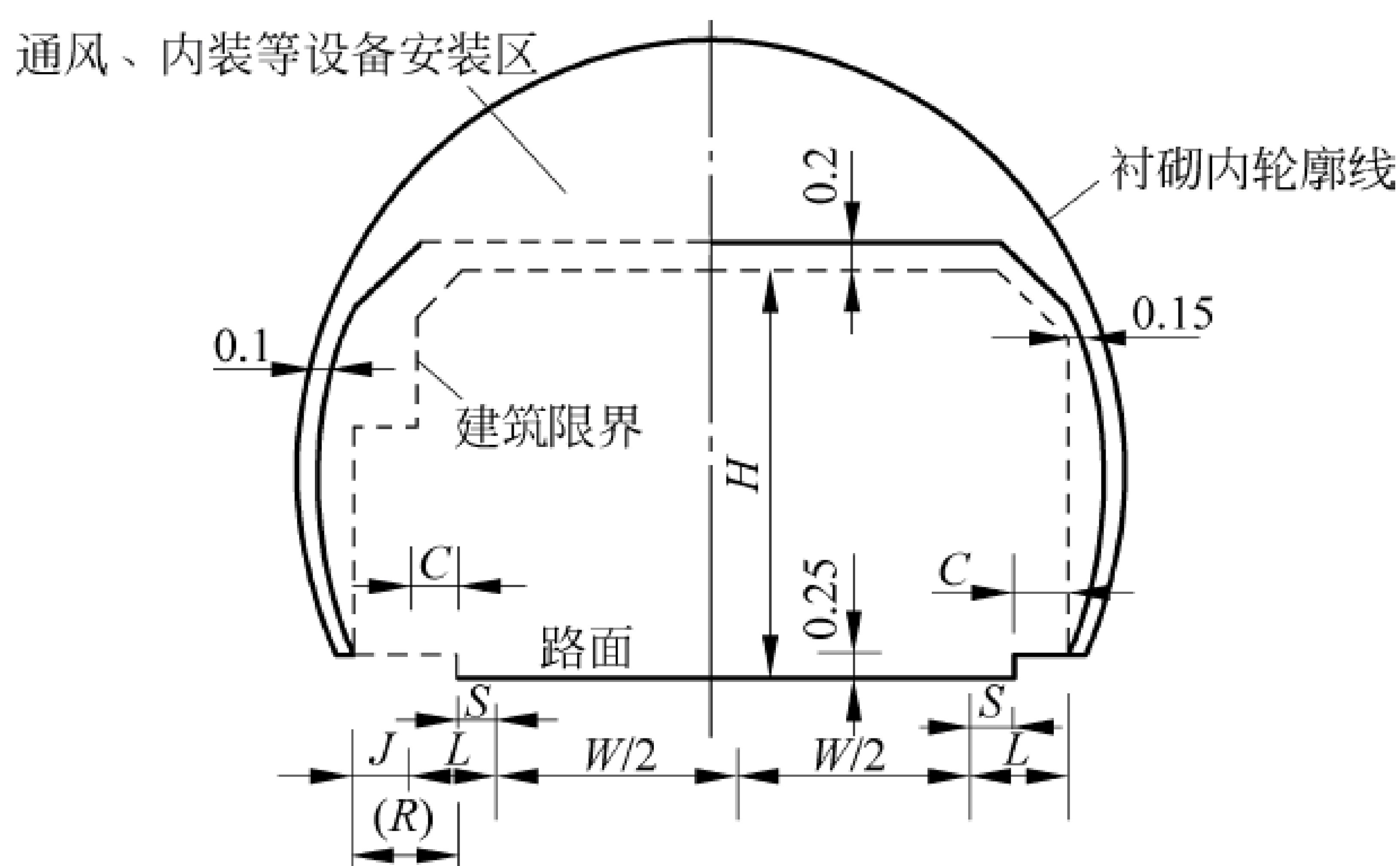


图 5-5 公路隧道横断面示意图(单位：m)

当隧道为单向交通时，路面横向设计为单面横坡，双向交通时，路面横向设计为双面横坡。当路面为双向横坡，建筑限界的上缘边界线应为水平线，其两侧边界线应与水平线垂直；当隧道路面为单面横坡时，建筑限界底边线应与路面重合，顶边线应平行于路面。检修道或人行道内边缘高度相对于路面保持不变，设置倾向路面一侧的 0.5%～1.0%的横坡。建筑限界车行道边线垂直于路面，高度不变，如图 5-6 所示。

当隧道位于 3%以上超高横坡路段，按无超高路段拟定的净空断面侵入建筑限界时，应采用整体旋转隧道内轮廓、扩大内轮廓断面、调整内轮廓中心位置等措施保证建筑限界要求。

公路隧道平面线形设计应满足视距(停车视距、会车视距)要求，若视距不满足要求，应予以加宽。保证视距的临界曲线半径 R 可按下式计算：

$$R = \frac{s^2}{8Y} \tag{5-1}$$

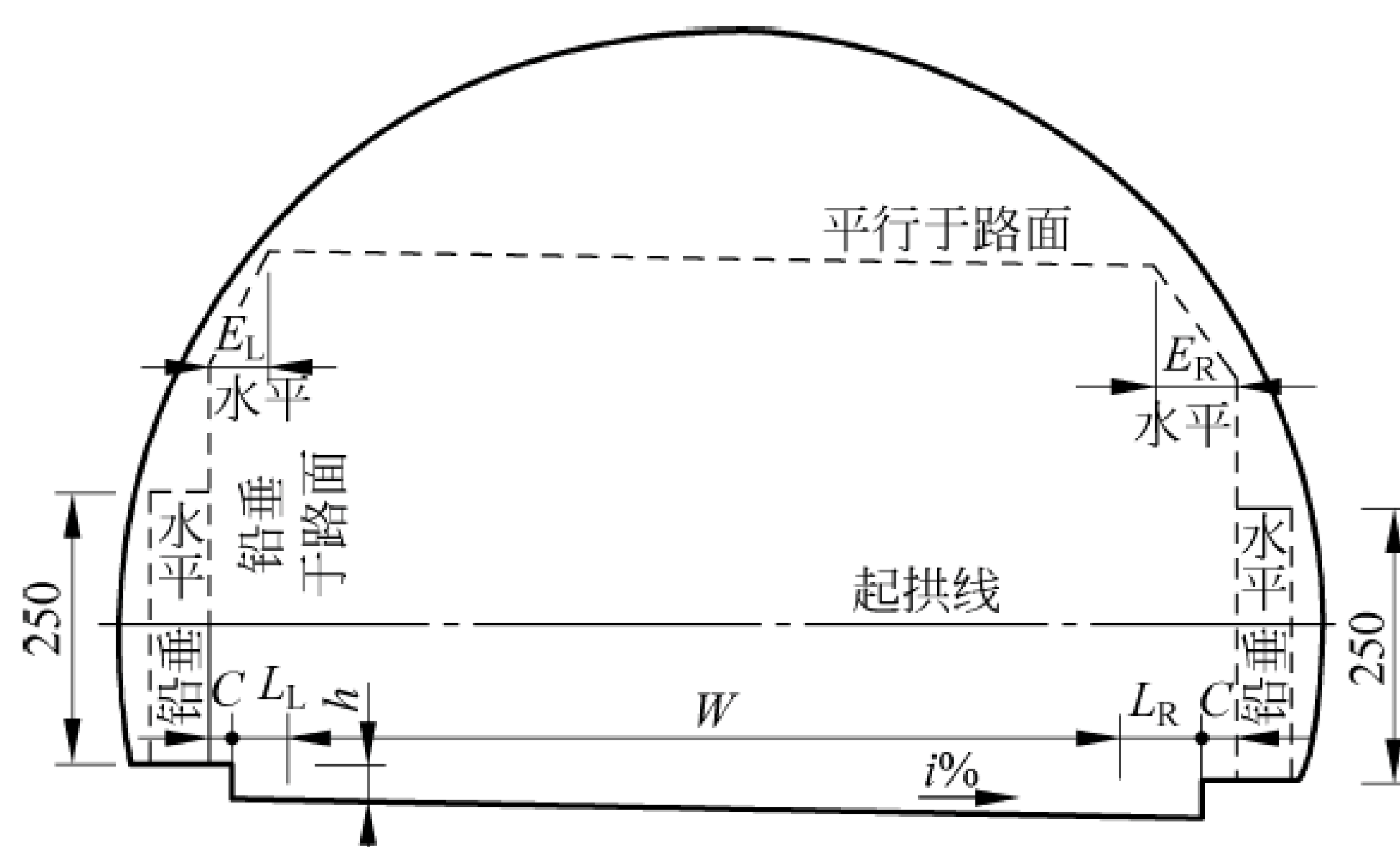


图 5-6 建筑限界与隧道内轮廓的关系(单位：m)

式中 Y——保证视距的侧向宽度，m；

s——保证视距，m；

R——车道中心线的平曲线半径，m。

左侧保证视距宽度(图 5-7)的计算公式：

$$Y_L = \frac{W_L}{2} + L_L + J \tag{5-2}$$

右侧保证视距宽度(图 5-7)的计算公式：

$$Y_R = \frac{W_R}{2} + L_R + J \tag{5-3}$$

式中 W_L、W_R——左、右车道宽度，m；

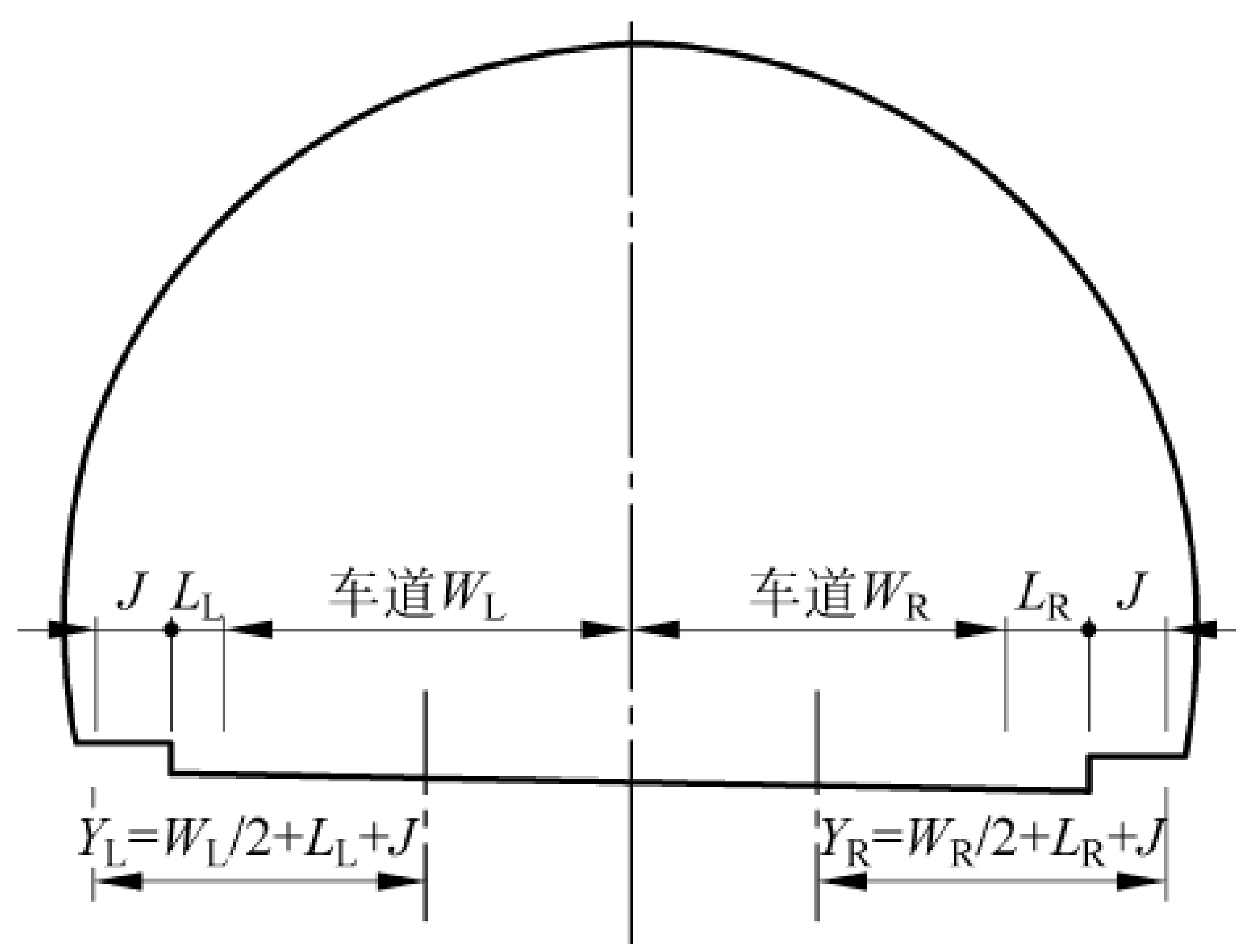


图 5-7 保证视距宽度的计算

公路等级和设计速度相同的同一条高速公路上的隧道断面通常采用相同的内轮廓设计标准，可采用单心圆或者三心圆形式。但当隧道长度相差加大、平曲线半径较小，需要加宽断面或设置超高需扩大断面时，可将隧道分区段采用不同的净空断面，但这会为后期设计、施工和运营维护带来不便。

车行横通道内轮廓断面可根据围岩级别选用，对Ⅰ～Ⅳ级围岩，宜选用直墙式；对Ⅴ～Ⅵ级围岩，宜采用曲墙式，如图 5-8 所示。人行横通道内轮廓断面一般采用直墙式，如图 5-9 所示。

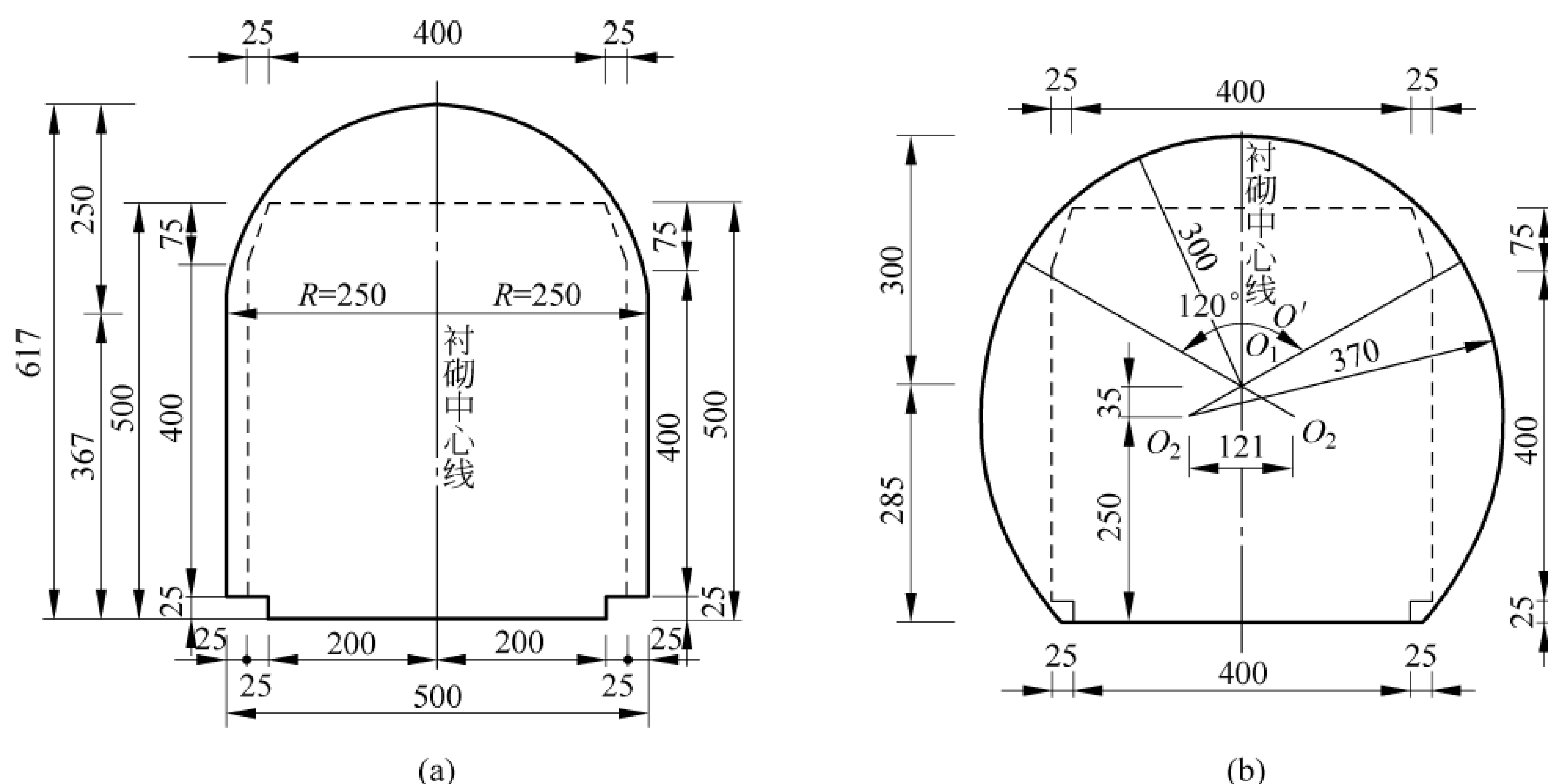


图 5-8 车行横通道内轮廓断面(单位：m)

(a) 直边墙内轮廓；(b) 曲边墙内轮廓

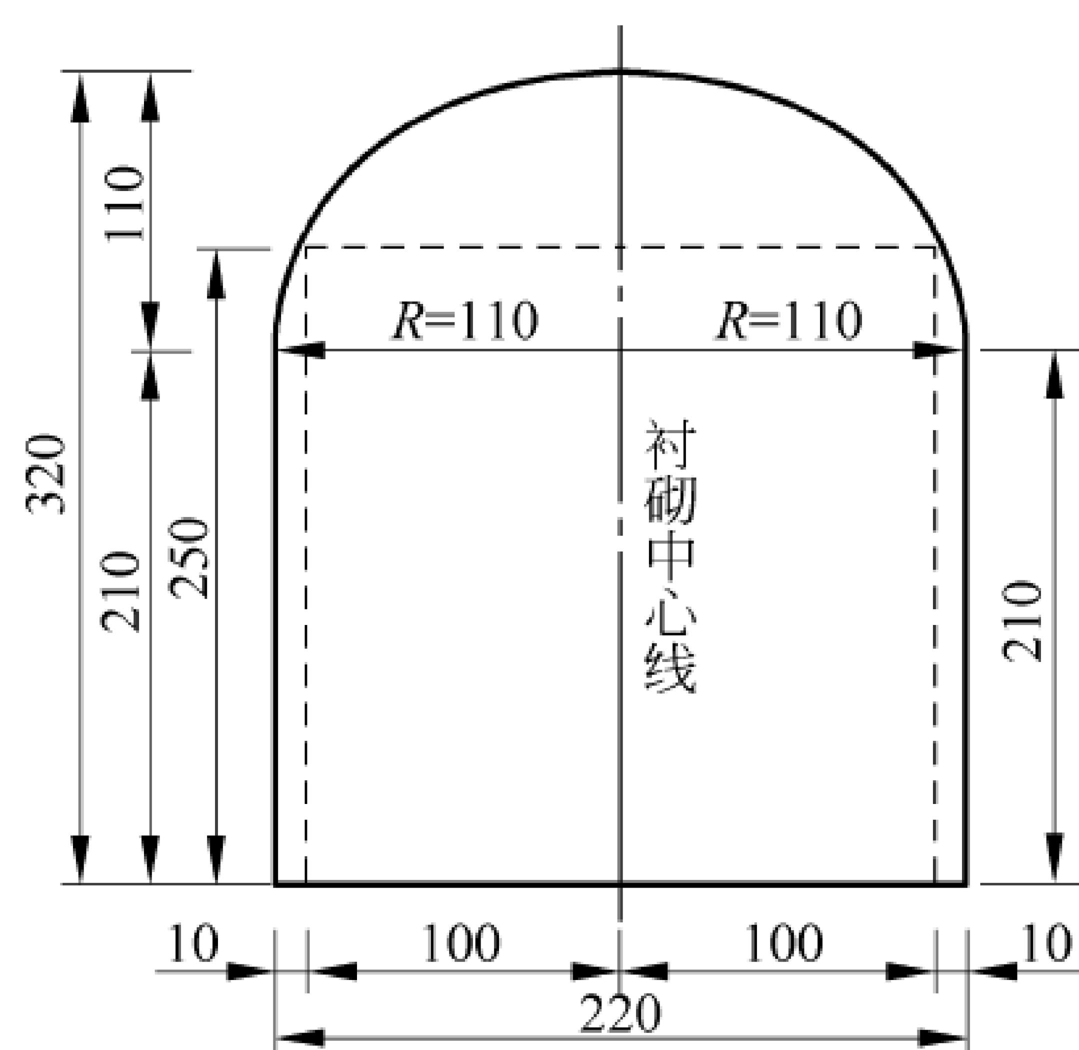


图 5-9 人行横通道内轮廓断面(单位：m)

5.5 公路隧道衬砌断面设计

公路隧道衬砌断面设计主要解决内轮廓线、轴线和厚度三个问题。

(1) 衬砌的内轮廓线应尽可能地接近建筑限界，力求开挖和衬砌的数量最小。衬砌内表面力求平顺，便于施工。

(2) 隧道衬砌断面的轴线应当尽量与断面压力曲线重合，使截面主要承受压应力。为此，当衬砌受径向分布的水压时，轴线以圆形最好；主要承受竖向压力或同时承受不大的水平侧压力时，可采用直墙式衬砌；当承受竖向压力和较大侧压力时，宜采用三心圆和五心圆曲墙式衬砌；当有沉陷可能和受底压力时，宜采用加设仰拱的曲墙式衬砌。

(3) 衬砌外轮廓线是指为保持净空断面的形状，衬砌必须有足够的厚度(或称最小衬砌厚度)的外缘线。为保证衬砌的厚度，必须全部除掉侵犯该线的山体，木质临时支撑或木模

板等也不应侵入，所以该线又称为最小开挖线。

1. 圆形衬砌断面

确定隧道内轮廓线时，一般以公路建筑限界为基准，考虑拱顶通风机械空间需求，当围岩侧压力较大、膨胀性围岩或受到大水压作用时，通常采用圆形衬砌断面。圆形断面内轮廓线绘制方法如图 5-10(a)所示。首先假定公路建筑限界已确定，连接 ab、ac、ad，并作三条线的垂直平分线，分别交隧道几何中心线于 O_1、O_2、O_3 三点；然后取 O_1、O_2、O_3 中距离路面最高的点(本图中 O_1)，连 O_1a 并延长至 A，使 $Aa \geqslant 0.1$m；最后以 O_1 为圆心，O_1A 为半径作圆，所得的圆形就是所求的圆形轮廓线。路面板下剩余的空间，可以用做通风和通路，除了膨胀性岩体及水压很大时需要设置仰拱，一般可不设置仰拱。此时，路面板下可用于埋设排水构造物。排水构造物的敷设深度，除高寒地区设保暖水沟外，一般 0.5m 是足够的。建筑限界的两侧空余地方，ab 之间可以设置事故电话和放置灭火器，bc 之间可以安装照明灯具。

2. 直墙式衬砌断面

(1) 直墙式衬砌断面适用于在围岩较好、一般不产生较大的水平侧压力地段，此时隧道的净断面积最小，如图 5-10(b)所示。

(2) 内轮廓线确定方法。首先假定公路建筑限界已确定，在隧道几何中线 G 点上方找一点 H，$HG=1.2$m(视风机大小而定)，e 点位于 GH 之间且 $He=10$cm，作 de 的垂直平分线交隧道几何中线于点 O_1；然后确定 AB 直线，AB 直线为直墙垂直部分，与 ab 所在直线相距 10cm，以 O_1 为圆心 O_1H 为半径作 HD 弧交 O_1d 延长线于点 D；最后连 bd 并作其垂直平分线交 O_1d 于点 O_2，以 O_2 为圆心 O_2D 为半径作 DB 弧交 AB 于 B 点，作底边直线交 AB 直线于 A 点，则画出的封闭曲线即为所求轮廓线。

3. 曲墙式衬砌断面(顶板以上设置通风道时)

(1) 长隧道需要全横向通风或半横向通风，或所需通风量较大时，通风道断面积也会较大，此时顶板变宽，拱高增大，采用曲墙式衬砌断面可以满足通风需求，如图 5-10(c)所示。

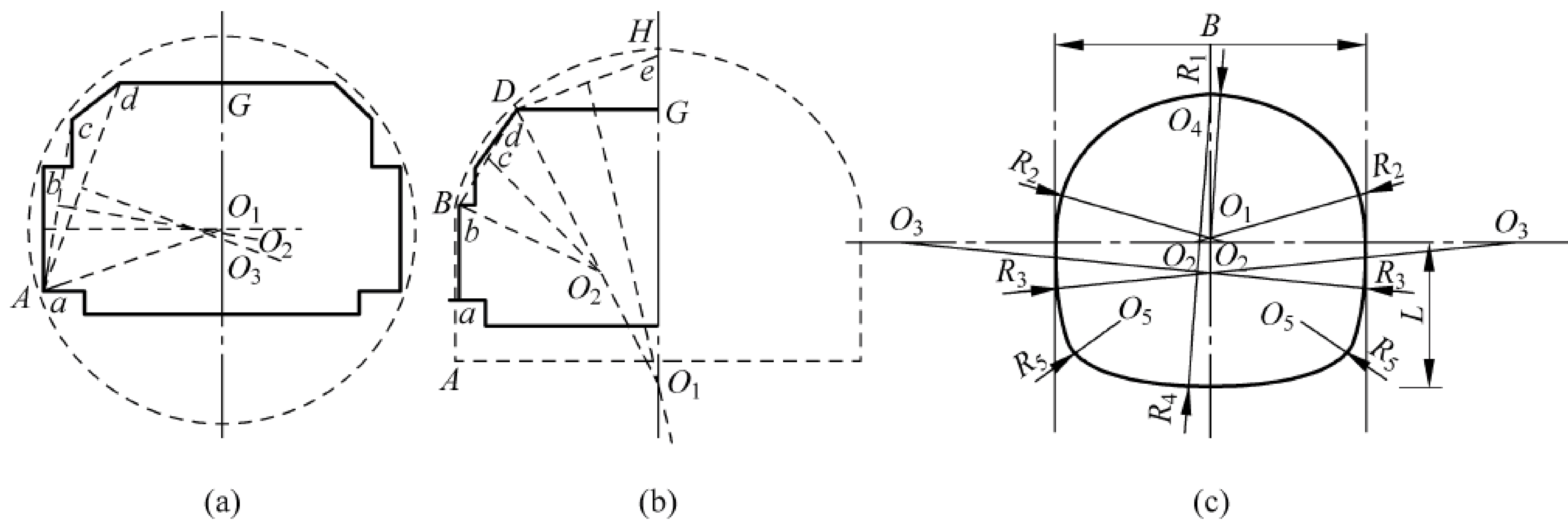


图 5-10 内轮廓线作图例

(a) 圆形衬砌断面；(b) 直墙式衬砌断面；(c) 曲墙式衬砌断面

(2) 内轮廓线确定方法。以五心圆曲墙式断面衬砌断面形式为例，如图 5-10(c)所示，已知隧道跨度 B，圆心至拱底距离 L。基于隧道跨度，以隧道拱腰两端为端点，端点所在竖

直线为切线，分别给出半径 R_2 的圆，并留取上半部分；拟合拱顶曲线 R_1，与两侧拱腰 R_2 曲线相切，并保留上半断面曲线；根据距离 L 与 R_4，给出拱底曲线，并保留下半段曲线。再以隧道拱腰两端为端点，端点所在竖直线为切线，分别给出下半断面 R_3 的曲线，仅保留下半断面曲线；拟合拱脚出曲线 R_5（R_5 半径大于限界要求即可）；最后标注五心圆半径及圆心。

5.6　公路隧道设计文件组成

隧道勘测设计应按交通部颁发的《公路基本建设工程设计文件编制办法》和《公路隧道勘测规程》的要求进行，其主要成果应包含以下内容：

（1）隧道平面图：给出地质平面、隧道平面位置及路线里程和进出口位置等。设U形回车场、错车道、爬坡车道时，应明确其位置和长度。

（2）隧道纵断面图：给出隧道地质概况、衬砌类型（有加宽或设U形回车场时，给出加宽值及加宽段长度）、埋深、路面中心设计标高，有高路肩时显示路肩标高、设计坡度、地面标高、里程桩等。

（3）隧道进口（出口）纵横断面图：洞门处的地形、地质情况、边仰坡开挖坡度及高度等。

（4）隧道进口（出口）平面图：洞门附近的地形、洞顶排水系统、洞门广场的减光设计等。

（5）隧道进口（出口）洞门图：洞门的构造、类型及具体尺寸，采用建筑材料、施工注意事项，工程数量等。有遮光棚等构造物时，应表明其与洞身的连接关系及完整的遮光棚构造设计图。

（6）隧道衬砌设计图：显示衬砌的类型、构造和具体尺寸；采用的建筑材料；施工注意事项、工程数量等。设回车场、错车道、爬坡车道时应单独设计。

（7）辅助坑道结构设计图。

（8）运营通风、运营照明系统的设计图。

（9）监控与管理系统的设计图。

（10）附属建筑物的结构设计图。

思考题

1. 简述公路隧道平面设计主要内容和标准。
2. 简述公路隧道纵断面设计主要内容和标准。
3. 简述公路隧道限界和净空定义及其组成。

围岩分级与围岩压力

在地下工程中，由于受开挖影响而发生应力状态改变的周围岩体称为围岩。围岩的工程性质，一般包括三个方面：物理性质、水理性质和力学性质。

对围岩稳定性最有影响的则是力学性质，即围岩抵抗变形和破坏的性能。围岩既可以是岩体、也可以是土体。岩体是在漫长的地质历史中，经过岩石建造、构造形变和次生蜕变而形成的地质体。它被许多不同方向、不同规模的断层面、层理面、节理面和裂隙面等各种地质界面切割为大小不等、形状各异的各种块体。工程地质学中将这些地质界面称为结构面或不连续面，将这些块体称为结构体，并将岩体看作由结构面和结构体组合而成的具有结构特征的地质体。所以，岩体的力学性质主要取决于岩体的结构特征、结构体岩石的特征以及结构面的特性。

环境因素尤其是地下水和地温对岩体力学性质的影响也很大。在众多的因素中，起主导作用的因素需视具体条件而定。

隧道工程所赋存的地质环境的内涵很广，包括地层特征，地下水状况、开挖隧道前就存在于地层中的原始地应力状态以及地温梯度等。但对隧道工程来说，最关心的问题则是地层被挖成隧道后的稳定程度，即隧道围岩的稳定性，这是反映地质环境的综合指标。

影响围岩稳定性的因素包括地质因素和人为因素。

1. 地质因素

围岩在开挖隧道时的稳定程度是岩体力学性质的一种表现形式。影响岩体力学性质的因素众多，下面简要介绍其主要影响因素。

1）岩体结构特征

岩体的结构特征是长时间地质构造运动的产物，是控制岩体破坏形态的关键。从稳定性分类的角度来看，岩体的结构特征可以简单地用岩体的破碎程度或完整性来表示。在某种程度上，它反映了岩体受地质构造作用严重的程度。实践证明，围岩的破碎程度对坑道的稳定与否起主导作用，在相同岩性的条件下，岩体越破碎，坑道就越容易失稳。因此，在近代围岩分类法中，都已将岩体的破碎或完整状态作为分类的基本指标之一。

2）结构面性质及其空间组合

在块状或层状结构的岩体中，控制岩体破坏的主要因素是软弱结构面的性质以及它们在空间的组合状态。对于隧道来说，围岩中存在单一的软弱面，一般并不会影响坑道的稳定性。只有当结构面与隧道轴线相互关系不利，或者出现两组或两组以上的结构面时，才能构成容易坠落的分离岩块。例如，有两组平行但倾向相反的结构面和一组与之垂直或斜交的

陡倾结构面,就可能构成屋脊形分离岩块。至于分离岩块是否会塌落或滑动,还与结构面的抗剪强度以及岩块之间的相互连锁作用有关。

3) 岩石的力学性质

在整体结构的岩体中,控制围岩稳定性的主要因素是岩石的力学性质,尤其是岩石的强度。一般来说,岩石强度越高,坑道越稳定。在围岩分类中所说的岩石强度指标,都是指岩石的单轴饱和极限抗压强度,因为这种强度的试验方法简便,数据离散性小,而且与其他物理力学指标有良好的换算关系。

4) 围岩的初始应力场

围岩的初始应力场是隧道围岩变形和破坏的根本作用力,它直接影响围岩的稳定性。

5) 地下水状况

实践证明,地下水是造成施工坍方、使隧道围岩丧失稳定的最重要因素之一,因此,在围岩分类中切不可忽视地下水的状况。

2. 人为因素

施工等人为因素也是造成围岩失稳的重要条件。其中,尤其以坑道的尺寸(主要指跨度)形状以及施工中所采用的开挖方法等影响较为显著。实践证明,在同一类围岩中,坑道跨度越大,坑道围岩的稳定性就越差,因为岩体的破碎程度相对加大了。同时,从施工技术水平来看,开挖方法对隧道围岩稳定性的影响较为明显,在分类中必须予以考虑。例如,在同一类岩体中,采用普通的爆破法和控制爆破法,采用矿山法和采用掘进机法,采用全断面一次开挖和采用小断面分部开挖,对隧道围岩的影响都各不相同。所以,大多数围岩分类法都建立在相应的施工方法的基础上。

6.1 围岩分级

隧道围岩分级是正确地进行隧道设计与施工的基础,是选择施工方法的依据,对隧道结构外荷载以及结构类型、尺寸的确定有重要影响,为后期隧道科学施工和预算控制奠定基础。

围岩分类的原则有多种,它是在人们对隧道工程的不断实践和对围岩的地质条件逐渐加深了解的基础上发展起来的。不同的国家和行业都根据各自的工程特点提出了各自的围岩分类原则。现行分类的基本要素大致有三大类。

第Ⅰ类是与岩性有关的要素,如分为硬岩、软岩、膨胀性岩等,其分类指标是采用岩石强度和变形性质等,如岩石的单轴抗压强度、岩石的变形模量或弹性波速度等。

第Ⅱ类是与地质构造有关的要素,如软弱结构面的分布与性态、风化程度等。其分类指标采用岩石质量指标、地质因素评分法等。这些指标实质上是对岩体完整性或结构状态的评价,在划分围岩的类别中一般占有重要的地位。

第Ⅲ类与地下水有关的要素。地下水的水质、水压力、地下水位及其升降规律等因素对围岩稳定和类别划分有重要影响。

6.1.1 围岩分类方法

1. 以岩石强度或岩石的物性指标为代表的分类方法

1）以岩石强度为基础的分类方法

这种围岩分类仅以岩石的强度为依据，如20世纪40—50年代（如修建成渝线时）的土石分类法，将岩石分为坚石、次坚石、松石及土四类，并设计出相应的四种隧道衬砌结构类型。

2）以岩石的物性指标为基础的分类方法

在这种分类方法中，具有代表性的是苏联普洛托季雅柯诺夫教授提出的“岩石坚固性系数”分类法（或称值分类法，也叫普氏分类法），将围岩分成10类。这种分类法曾在我国的隧道工程中得到广泛的应用。

2. 以岩体构造和岩性特征为代表的分类方法

1）这种分类法以泰沙基分类法为代表

此法是在早期提出的，限于当时的条件仅把不同岩性、不同构造条件的围岩分成9类，每类都有一个相应的地压范围值和支护措施。它是以坑道有水的条件为基础给出地压取值，当确认无水时，4～6类围岩的地压值应降低50%。这一分类方法曾长期被各国所采用，目前仍有广泛的影响。

2）以岩体综合物性为指标的分类方法

20世纪60年代我国在积累大量铁路隧道修建经验的基础上，提出了以岩体综合物性指标为基础的“岩体综合分类法”，并于1975年经修正后正式作为铁路隧道围岩分类方法，经多次修订后列入我国现行的《铁路隧道设计规范》（TB 10003—2016）。

3. 与地质勘探手段相联系的分类方法

1）按弹性波（纵波）速度的分类方法

随着工程地质勘探方法尤其是物探方法的发展，1970年前后，日本提出了按围岩弹性波速度进行分类的方法。围岩弹性波速度是判断岩性、岩体结构的综合指标，它既可反映岩石软硬，又可表明岩体结构的破碎程度。根据岩性、地质状况及地应力大小，将围岩分成七类。我国从1986年起也开始将围岩弹性波（纵波）速度引入我国分类法中。

2）以岩石质量为指标的分类方法

岩石质量指标是指钻探时岩芯的复原率，或称岩芯采取率，这是美国伊利诺伊大学迪尔等人提出的，他们认为钻探获得的岩芯其完整程度与岩体的原始裂隙、硬度、均质性等状态有关，因此可用岩芯复原率来表达岩体质量。

我国现行地下工程围岩分级（分类）的标准主要有《工程岩体分级标准》（GB/T 50218—2014）、《铁路隧道设计规范》（TB 10003—2016）、《地铁设计规范》（GB 50157—2013）、《公路隧道设计规范》（JTG D70—2004）及《公路隧道设计细则》（JTG/T D70—2010）等。部分城市也在此基础上提出了地方标准，如《青岛地铁隧道围岩分级指南》（试行 Q/QD-JS-TJ-1002—2014）。围岩分级是选择施工方法的依据，对隧道结构外荷载以及结构类型和尺寸的确定有重要影响，为后期隧道科学施工和预算控制奠定基础。

6.1.2 地铁和铁路隧道围岩分类

现行《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)和《工程岩体分级标准》(GB/T 50218—2014)的围岩分级从方法和思路上已经接轨,采用定性划分和定量指标相结合的方法。《地铁设计规范》(GB 50157—2013)已明确围岩分级参照现行《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)来执行。下面重点阐述《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)围岩分级方法。

1. 围岩基本分级

围岩基本分级应由岩石坚硬程度和岩体完整程度两个因素确定。岩石坚硬程度和岩体完整程度应采用定性划分和定量指标两种方法综合确定,如表6-1所示。

表6-1 岩石坚硬程度的划分

岩石类别		单轴饱和抗压强度 R_c/MPa	定性鉴别	代表性岩石
硬质岩	极硬岩	$R_c>60$	锤击声清脆,有回弹,振手,难击碎;浸水后,大多无吸水反应	未风化~微风化的A类岩石
	硬岩	$30<R_c\leqslant 60$	锤击声较清脆,有轻微回弹,稍振手,较难击碎;浸水后,有轻微吸水反应	微风化的A类岩石;未风化~微风化的B、C类岩石
软质岩	较软岩	$15<R_c\leqslant 30$	锤击声不清脆,无回弹,较易击碎;浸水后,指甲可刻出印痕	强风化的A类岩石;弱风化的B、C类岩石;未风化~微风化的D类岩石
	软岩	$5<R_c\leqslant 15$	锤击声哑,无回弹,有凹痕,易击碎;浸水后,手可掰开	强风化的A类岩石;弱风化~强风化的B、C类岩石;弱风化的D类岩石;未风化~微风化的E类岩石
	极软岩	$R_c\leqslant 5$	锤击声哑,无回弹,有较深凹痕,手可捏碎;浸水后,可捏成团	全风化的各类岩石和成岩作用差的岩石

岩石坚硬程度的定量指标,应采用岩石饱和单轴抗压强度 R_c,一般应采用实测值,当无条件取得实测值时,也可采用实测的岩石点荷载强度指数 $I_{s(50)}$ 的换算值,并按下式换算:

$$R_c = 22.82 I_{s(50)}^{0.75} \tag{6-1}$$

式中 R_c——岩石饱和单轴抗压强度,MPa。

岩体完整性指标 K_v 应针对不同的工程地质岩组或岩性段,选择有代表性的点、段,测试岩体弹性纵波速度,并应在同一岩体取样测定岩石纵波速度。按下式计算:

$$K_v = (v_{pm}/v_{pr})^2 \tag{6-2}$$

式中 v_{pm}——岩体弹性纵波速度,km/s;

v_{pr}——岩石弹性纵波速度,km/s。

围岩基本质量指标 BQ 值,应根据岩石坚硬程度、岩体完整程度分级因素的定量指标 R_c 的兆帕数值和 K_v,按下式计算:

$$BQ = 100 + 3R_c + 250K_v \tag{6-3}$$

使用上式计算时,应符合下列规定:

(1) 当 $R_c>90K_v+30$ 时,应以 $R_c=90K_v+30$ 和 K_v 代入计算 BQ 值。

(2) 当 $K_v>0.04R_c+0.4$ 时,应以 $K_v=0.04R_c+0.4$ 和 R_c 代入计算 BQ 值。

围岩级别基本分级按表 6-2 确定。

表 6-2 围岩基本分级

级别	岩体特征	土体特征	围岩级别质量指标 BQ	围岩弹性纵波速度 v_p/(km/s)
Ⅰ	极硬岩,岩体完整	—	>550	A:>5.3
Ⅱ	极硬岩,岩体较完整; 硬岩,岩体完整	—	550~451	A:4.5~5.3 B:>5.3 C:>5.0
Ⅲ	极硬岩,岩体较破碎; 硬岩或软硬岩互层,岩体较完整; 较软岩,岩体完整	—	450~351	A:4.0~4.5 B:4.3~5.3 C:3.5~5.0 D:>4.0
Ⅳ	极硬岩,岩体破碎; 硬岩,岩体较破碎或破碎; 较软岩或软硬岩互层,且以软岩为主,岩体较完整或较破碎; 软岩,岩体完整或较完整	具压密或成岩作用的黏性土、粉土及砂类土,一般钙质、铁质胶结的粗角砾土、粗圆砾土、碎石土、卵石土、大块石土,黄土(Q_1、Q_2)	350~251	A:3.0~4.0 B:3.3~4.3 C:3.0~3.5 D:3.0~4.0 E:2.0~3.0
Ⅴ	较软岩,岩体破碎; 软岩,岩体较破碎至破碎; 全部极软岩及全部极破碎岩(包括受构造影响严重的破碎带)	一般第四系坚硬、硬塑黏性土,稍密及以上、稍湿或潮湿的碎石土、卵石土、圆砾土、角砾土、粉土及黄土(Q_3、Q_4)	≤250	A:2.0~3.0 B:2.0~3.3 C:2.0~3.0 D:1.5~3.0 E:1.0~2.0
Ⅵ	受构造影响严重呈碎石、角砾及粉末、泥土状的富水断层带,富水破碎的泥绿石或炭质千枚岩	软塑状黏性土,饱和的粉土、砂类土等,风积沙,严重湿陷性黄土	—	<1.0(饱和状态的土<1.5)

2. 围岩基本分级修正

隧道围岩级别的修正应符合下列规定:围岩级别应在围岩基本分级的基础上,结合隧道工程的特点,考虑地下水出水状态、初始地应力状态和主要结构面产状状态等因素进行修正;围岩级别修正宜采用定性修正与定量修正相结合的方法,综合分析确定围岩级别。

1) 围岩级别定性修正

(1) 地下水出水状态分级按表 6-3 确定,然后按表 6-4 进行围岩级别的修正。

表 6-3 地下水状态的分级

地下水出水状态	渗水量/[L/(min・10m)]
潮湿或点滴状出水	≤25
淋雨状或线流状出水	25~125
涌流状出水	>125

表 6-4 地下水影响的修正

地下水出水状态	围岩级别				
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
潮湿或点滴状出水	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
淋雨状或线流状出水	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ 或Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ
涌流状出水	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ

注：围岩岩体较完整的硬岩时定为Ⅲ级；其他情况定为Ⅳ级。

(2) 对于围岩初始地应力状态，当无实测资料时，可根据隧道工程埋深、地貌、地形、地质、构造运动史、主要构造线与开挖过程中出现的岩爆、岩芯饼化等特殊地质现象，按表 6-5 评估，并按表 6-6 进行围岩级别修正。

表 6-5 初始地应力状态评估基准

初始地应力状态	主要现象		评估基准 (R_c/σ_{max})
	硬质岩	软质岩	
一般地应力	开挖过程中不会出现岩爆，新生裂缝较少，成洞性一般较好	岩芯无或少有饼化现象，开挖过程中洞壁岩体有一定的位移，成洞性一般较好	>7
高地应力	开挖过程中可能出现岩爆，洞壁岩体有剥离和掉块现象，新生裂缝较多，成洞性较差	岩芯时有饼化现象，开挖过程中洞壁岩体位移显著，持续时间较长，成洞性差	4～7
极高地应力	开挖过程中有岩爆发生，有岩块弹出，洞壁岩体发生剥离，新生裂缝多，成洞性差	岩芯常有饼化现象，开挖过程中洞壁岩体有剥离，位移极为显著，甚至发生大位移，持续时间长，不易成洞	<4

注：R_c 为岩石单轴饱和抗压强度，MPa；σ_{max} 为垂直洞轴线方向的最大初始地应力值，MPa。

表 6-6 初始地应力影响的修正

地应力状态	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
极高应力	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ 或Ⅳ①	Ⅴ	Ⅵ
高应力	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ 或Ⅴ②	Ⅵ

注：① 围岩岩体较破碎的极硬岩、较完整的硬岩时定为Ⅲ级；其他情况定为Ⅳ级；
② 围岩岩体为破碎的极硬岩、较破碎及破碎的硬岩时定为Ⅳ级；其他情况定为Ⅴ级。

(3) 对于主要结构面产状状态对围岩级别的修正，应考虑主要结构面产状与洞轴线的组合关系，并结合结构面工程特性、富水情况等因素综合分析确定。主要结构面是指对围岩稳定性起主要影响的结构面，如层状岩体的泥化层面、一组很发育的裂隙、次生泥化夹层、含断层泥或糜棱岩的小断层等。

2) 围岩级别定量修正

围岩基本质量指标修正值[BQ]可按下式计算：

$$[BQ] = BQ - 100(K_1 + K_2 + K_3) \tag{6-4}$$

式中 BQ——围岩基本质量指标值；

K_1——地下水影响修正系数，见表 6-7；

K_2——主要软弱结构面产状修正系数，见表 6-8；

K_3——初始地应力影响修正系数，见表 6-9。

表 6-7 地下水影响修正系数 K_1

地下水出水状态	岩体基本质量指标 BQ				
	>550	550～451	450～351	350～251	≤250
湿或点滴状出水	0	0	0～0.1	0.2～0.3	0.4～0.6
淋雨状或线流状出水	0～0.1	0.1～0.2	0.2～0.3	0.4～0.6	0.7～0.9
涌流状出水	0.1～0.2	0.2～0.3	0.4～0.6	0.7～0.9	1.0

表 6-8 主要结构面产状影响修正系数 K_2

结构面产状及其与洞轴线的组合关系	结构面走向与洞轴线夹角<30°，结构面倾角 30～75°	结构面走向与洞轴线夹角>60°，结构面倾角>75°	其他组合
K_2	0.4～0.6	0～0.2	0.2～0.4

表 6-9 初始地应力状态影响修正系数 K_3

初始地应力状态	岩体基本质量指标 BQ				
	>550	550～451	450～351	350～251	≤250
极高应力区	1.0	1.0	1.0～1.5	1.0～1.5	1.0
高应力区	0.5	0.5	0.5	0.5～1.0	0.5～1.0

根据修正之后的[BQ]值按表 6-10 确定围岩级别。

表 6-10 地铁与铁路隧道围岩分级

围岩级别	围岩主要工程地质条件		围岩开挖后稳定状态（小跨度）	围岩基本质量指标 BQ	围岩弹性纵波速度 v_p/(km/s)
	主要工程地质特征	结构特征及完整状态			
Ⅰ	极硬岩（单轴饱和抗压强度，R_c>60MPa）：受地质造影响轻微，节理不发育，无软弱面（或夹层）：层岩层为巨厚层或厚层，层间结合良好，岩体完整	呈巨块整体结构	围岩稳定，无明塌，可能产生岩爆	>550	A:>5.3
Ⅱ	硬质岩（R_c>30MPa）：受地质构造影响较重，节理较发育，有少量软弱面（或夹层）和贯通微张节理，但其产状及组合关系不致产生滑动；层状岩层为中厚层或厚层，层间结合一般，很少有分离现象，或为硬质岩石偶夹软质岩石	呈巨块状或大块状结构	暴露时间长，可能会出现局部小坍塌，侧壁稳定，层间结合差的平缓岩层顶板易塌落	550～451	A:4.5～5.3 B:>5.3 C:>5.0

续表

围岩级别	围岩主要工程地质条件		围岩开挖后稳定状态（小跨度）	围岩基本质量指标 BQ	围岩弹性纵波速度 v_p(km/s)
	主要工程地质特征	结构特征及完整状态			
Ⅲ	硬质岩(R_c>30MPa)：受地质构造影响严重，节理发育，有层状软弱面(或夹层)，但其产状及组合关系尚不致产生滑动；层状岩层为薄层或中层，层间结合差，多有分离现象；硬、软质岩石互层	呈块(石)碎(石)状镶嵌结构	拱部无支护时可产生小胡塌，侧壁基本稳定，爆破振动过大易塌	450～351	A:4.0～4.5 B:4.3～5.3 C:3.5～5.0 D:>4.0
	较软岩(R_c=15～30MPa)：受地质构造影响轻微，节理不发育；层状岩层为厚层、巨厚层，层间结合良好或一般	呈大块状结构			
Ⅳ	硬质岩(R_c>30MPa)：受地质构造影响极严重，节理很发育；层状软弱面(或夹层)已基本破坏	呈碎石状压碎结构	拱部无支护时，可产生较大的坍塌，侧壁有时失去稳定	350～251	A:3.0～4.0 B:3.3～4.3 C:3.0～3.5 D:3.0～4.0 E:2.0～3.0
	软质岩(R_c≈5～30MPa)：受地质构造影响较重或严重，节理较发育或发育	呈块(石)碎(石)状镶嵌结构			
	土体：① 具压密或成岩作用的黏性土、粉土及砂类土 ② 黄土(Q_1、Q_2) ③ 一般钙质、铁质胶结的碎石土、卵石土、大块石土	1和2呈大块状压密结构，3呈巨块状整体结构			
Ⅴ	岩体：较软岩、岩体破碎；软岩、岩体较破碎至破碎；全部极软岩及全部极破碎岩(包括受构造影响严重的破碎带)	呈角砾碎石状松散结构	围岩易坍塌，处理不当会出现大坍塌，侧壁经常出现小坍塌；浅埋时易出现地表下沉(陷)或塌至地表	≤250	A:2.0～3.0 B:2.0～3.3 C:2.0～3.0 D:1.5～3.0 E:1.0～2.0
	土体：一般第四系坚硬、硬塑黏性土，稍密及以上、稍湿或潮湿的碎石土、卵石土、圆砾土、角砾土、粉土及黄土(Q_3、Q_4)	非黏性土呈松散结构，黏性土及黄土呈松软结构			
Ⅵ	岩体：受构造影响严重呈碎石、角砾及粉末、泥土状的富水断层带，富水破碎的绿泥石或炭质千枚岩	黏性土呈易蠕动的松软结构，砂性土呈潮湿松散结构	围岩极易变形坍塌，有水时土砂常与水一齐涌出；浅埋时易塌至地表	—	<1.0(饱和状态的土<1.5)
	土体：软塑状黏性土，饱和的粉土、砂类土等，风积沙，严重湿陷性黄土				

各级围岩的物理力学指标标准值应按试验资料确定，无试验资料时可按表6-11选用。

表6-11　各级围岩的物理力学指标

围岩级别	容重 γ /(kN·m^{-3})	弹性反力系数 K /(MPa·m^{-1})	变形模量 E/GPa	泊松比 ν	内摩擦角 φ/(°)	粘聚力 c /MPa	计算摩擦角 φ_c/(°)
Ⅰ	26～28	1800～2800	>33	<0.2	>60	>2.1	>78
Ⅱ	25～27	1200～1800	20～33	0.20～0.25	50～60	1.5～2.1	70～78
Ⅲ	23～25	500～1200	6～20	0.25～0.30	39～50	0.7～1.5	60～70

续表

围岩级别	容重 γ /(kN·m^{-3})	弹性反力系数 K /(MPa·m^{-1})	变形模量 E/GPa	泊松比 ν	内摩擦角 φ/(°)	粘聚力 c /MPa	计算摩擦角 φ_c/(°)
Ⅳ	20～23	200～500	1.3～6.0	0.30～0.35	27～39	0.2～0.7	50～60
Ⅴ	17～20	100～200	1～2	0.35～0.45	20～27	0.05～0.20	40～50
Ⅵ	15～17	＜100	＜1	0.4～0.5	＜22	＜0.1	30～40

6.1.3 公路隧道围岩分类

经过长期的隧道工程实践，我国公路隧道参考了国内外有关围岩分级的成果，提出了适用于我国公路隧道的围岩分级标准，依据《公路隧道设计规范》(JTG D70—2004)和《公路隧道设计细则》(JTG/T D70—2010)，公路隧道围岩分级采用综合评判法，分两步分级，并按以下顺序进行：①根据岩石的坚硬程度和岩体完整程度两个基本因素的定性特征和定量的岩体基本质量指标 BQ，综合进行初步分级。②对围岩进行详细定级时，应在岩体基本质量分级基础上考虑修正因素的影响，修正岩体基本质量指标值。按修正后的岩体基本质量指标[BQ]，结合岩体的定性特征综合评判、确定围岩的详细分级。

1. 围岩的初步分级

公路隧道围岩的岩石坚硬程度的定性划分和定量指标 R_c 与铁路隧道围岩分级规定类似，其差别主要体现在对岩石类别的划分，铁路隧道以 A、B、C、D、E 类进行划分，公路隧道中给出了具体的岩石类型，但二者差别不大。公路隧道岩体完整程度定性划分见表 6-12。

表 6-12 岩体完整程度的定性划分

名 称	结构面发育程度		主要结构面的结合程度	主要结构面类型	相应结构类型
	组数	平均间距/m			
完整	1～2	＞1.0	好或一般	节理、裂隙、层面	整体状或巨厚层结构
较完整	1～2	＞1.0	差	节理、裂隙、层面	块状或厚层状结构
	2～3	0.4～1.0	好或一般		块状结构
较破碎	2～3	0.4～1.0	差	节理、裂隙、层面、小断层	裂隙块状或中厚层结构
	＞3	0.2～0.4	好		镶嵌碎裂结构
			一般		中、薄层状结构
破碎	＞3	0.2～0.4	差	各种类型结构面	裂隙块状结构
		＜0.2	一般或差		碎裂状结构
极破碎	无序	—	很差	—	散体状结构

公路隧道岩体完整程度定量指标用岩体完整性系数 K_v 表达。K_v 一般用弹性波探测值，若无探测值时，可用岩体体积节理数 J_v 按表 6-13 确定对应的 K_v 值。

表 6-13 J_v 与 K_v 对照表

J_v/(条/m^3)	＜3	3～10	10～20	20～35	＞35
K_v	＞0.75	0.75～0.55	0.55～0.35	0.35～0.15	＜0.15

K_v 与定性划分的岩体完整程度的对应关系可按表6-14确定。

表6-14 K_v 与定性划分的岩体完整程度的对应关系

K_v	>0.75	0.75～0.55	0.55～0.35	0.35～0.15	<0.15
完整程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎

K_v 的定量指标计算方法与铁路隧道相同。

围岩基本质量指标 BQ 值，应根据分级因素的定量指标 R_c 值和 K_v 值按下式计算：

$$BQ = 90 + 3R_c + 250K_v \tag{6-5}$$

使用上式计算时，应符合下列规定：

(1) 当 $R_c > 90K_v + 30$ 时，应以 $R_c = 90K_v + 30$ 和 K_v 代入计算 BQ 值。

(2) 当 $K_v > 0.04R_c + 0.4$ 时，应以 $K_v = 0.04R_c + 0.4$ 和 R_c 代入计算 BQ 值。

2. 详细分级

公路隧道围岩的详细分级时，如遇下列情况之一，应对岩体基本质量指标 BQ 进行修正：

(1) 有地下水；

(2) 围岩稳定性受软弱结构面影响，且由一组起控制作用；

(3) 存在高初始应力。

围岩基本质量指标修正值[BQ]计算公式与《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)相同，其中，K_1 为地下水影响修正系数，见表6-15；主要软弱结构面产状修正系数 K_2 和初始地应力状态和影响修正系数 K_3 的取值与铁路隧道取值相同。

表6-15 地下水影响修正系数 K_1

地下水出水状态	岩体基本质量指标 BQ			
	>450	351～450	251～350	<250
潮湿或点滴状出水	0	0.1	0.2～0.3	0.4～0.6
淋雨状或涌流状出水，水压<0.1MPa或单位出水量<10L/(min·m)	0.1	0.2～0.3	0.4～0.6	0.7～0.9
淋雨状或涌流状出水，水压>0.1MPa或单位出水量>10L/(min·m)	0.2	0.4～0.6	0.7～0.9	1.0

根据调查、勘探和试验等资料，岩石隧道依据其围岩定性特征和围岩基本质量指标 BQ 或修正的岩石质量指标[BQ]值，土质隧道依据其土体类型、密实状态等定性特征，按表6-16确定围岩级别。

当根据岩体基本质量定性划分与[BQ]值确定的级别不一致时，应重新审查定性特征和定量指标，计算参数的可靠性，并重新观察、测试，以便更准确地划分围岩类别。

在工程可行性研究和初步勘测阶段，可采用定性划分或工程类比的方法进行围岩级别划分。各级围岩的物理力学指标标准值应按试验资料确定。无试验资料时，可参照《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)选用。

表 6-16 公路隧道围岩分级

围岩类别	围岩或土体	主要基本特征	围岩基本质量指标 *BQ* 或修正后的围岩基本质量指标[*BQ*]
Ⅰ	坚硬岩	岩体完整，巨整状或巨厚层状结构	＞550
Ⅱ	坚硬岩 较坚硬岩	岩体较完整，块状或厚层状结构； 岩体完整，块状整体结构	550～451
Ⅲ	坚硬岩 较坚硬岩或较软坚硬岩	岩体较破碎，巨块（石）碎（石）状镶嵌结构； 岩体较完整，块状体或中厚层结构	450～351
Ⅳ	坚硬岩 较坚硬岩 较软岩或软硬岩互层，且以软岩为主	岩体破碎，碎裂结构； 岩体比较破碎～破碎，镶嵌碎裂结构； 岩体较完整～较破碎，中薄层状结构	350～251
	土体	压密或成岩作用的黏性土和砂性土； 黄土（Q_1、Q_2）； 一般钙质、铁质胶结的碎石土、卵石土、大块石土	—
Ⅴ	较软岩 软岩 极破碎各类岩体	岩体破碎； 岩体较破碎～破碎； 碎、裂状，松散结构	⩽250
	一般第四系坚硬、硬塑黏性土及稍湿至潮湿的碎石土、卵石土、圆砾、角砾土及黄土（Q_3、Q_4）；非黏性土呈松散结构，黏性土及黄土呈松软结构		—
Ⅵ	软塑状黏土及潮湿、饱和粉细砂层、软土等		—

注：本表不适用于特殊条件下的围岩分级，如膨胀性围岩、多年冻土等。

6.2 围岩压力

围岩压力是指引起地下开挖空间周围岩体和支护变形或破坏的作用力。从广义来理解，围岩压力既包括围岩有支护的情况，也包括围岩无支护的情况；既包括作用在普通传统支护，也包括锚喷和压力灌浆等现代支护的方法中所显示的力学性质。从狭义来理解，围岩压力是指围岩作用在支护结构上的压力。

影响围岩压力的因素有洞室形状或大小、地质构造、支护形式和刚度、洞室埋深以及时间因素和施工方法等。围岩压力的性质、大小和分布规律是正确进行隧道和洞室支护、结构设计和选择施工方案的重要依据。

6.2.1 围岩压力分类

围岩压力按其作用方向可分为垂直压力、水平侧向压力和底部压力。

根据围岩压力的成因不同，可分为以下四类：松动压力、形变压力、膨胀压力和冲击压力。主要特征及原理如下。

1. 松动压力

由于开挖而松动或坍塌的岩体以重力形式直接作用在支护结构上的压力称为松动压

力。松动压力按作用在支护上的力的位置不同分为竖向压力和侧向压力。

松动压力与自然平衡拱形成过程有关，一般情况下洞室的开挖，若不进行任何支护，周围岩体会经过应力重分布—变形—开裂—松动—逐渐塌落的过程，在坑道的上方形成近似拱形的空间后停止塌落，如图6-1所示。

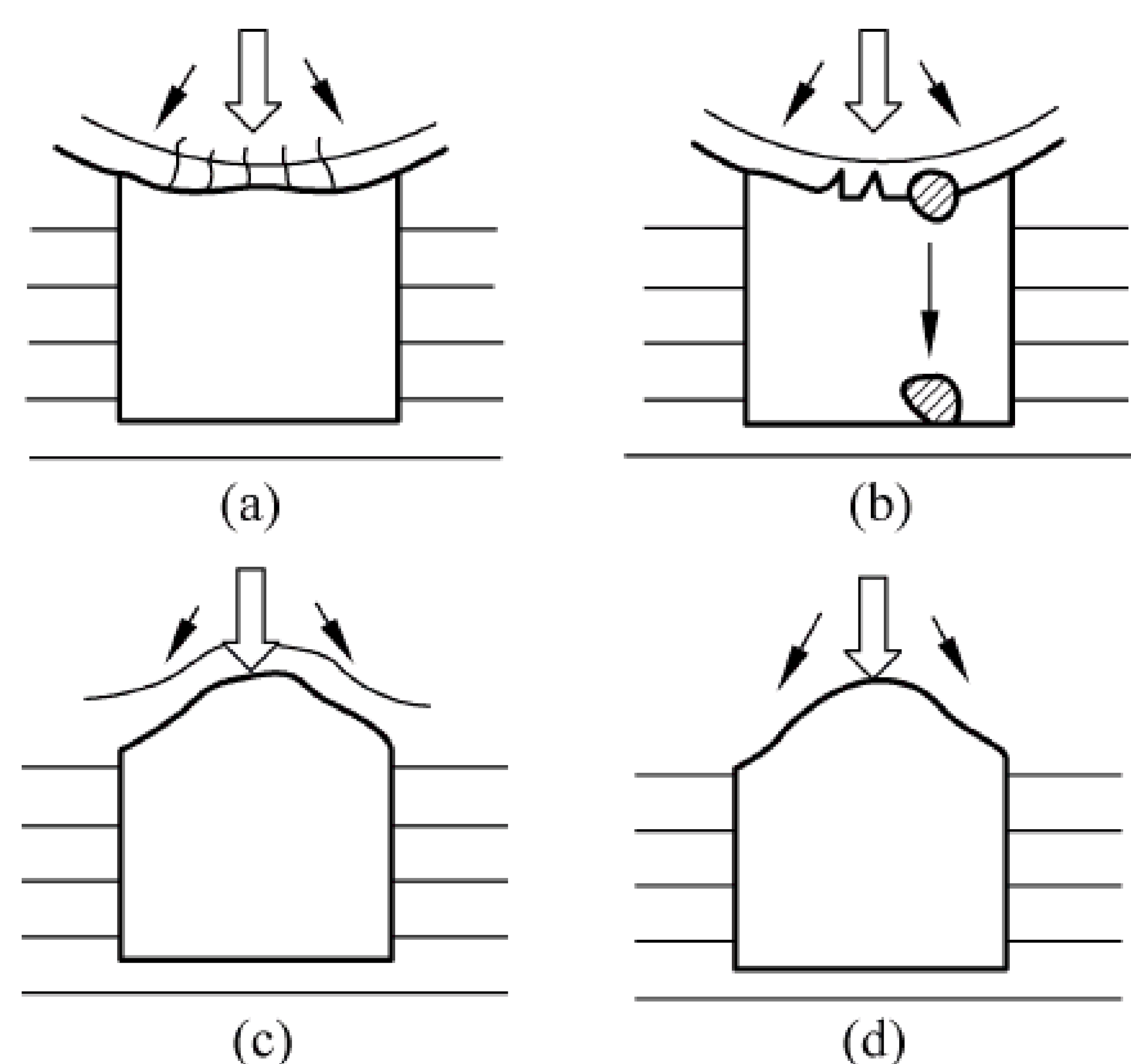


图6-1 围岩松动压力的形成

2. 形变压力

形变压力是指围岩变形受到支护约束而产生的压力，除与围岩应力有关外，还与支护时间及其刚度有关。柔性支护可产生一定位移而使形变压力减小，但需及时设置衬砌，以免围岩位移过大而形成松动压力，不利于结构受力和正常施工。按围岩的本构特性（主要指岩土材料的应力-应变关系）和受力程度，可以有弹性、塑性和黏性等不同性质的形变压力。

松动压力和形变压力经常同时存在。但以地质条件、支护类型和施工方法等不同而以某一种为主。如在松散地层中采用现浇混凝土衬砌而回填不密实时，通常以松动压力为主，及时做柔性的喷锚支护则以形变压力为主。形变压力常随时间推移而逐渐加大，最终趋于稳定。

3. 膨胀压力

当岩体具有吸水、应力解除等膨胀性特征时，由于围岩膨胀所引起的压力称为膨胀压力。它与变形压力的基本区别在于它是由吸水、应力解除等膨胀引起的。

4. 冲击压力

冲击压力是指围岩产生岩爆或瓦斯突发，在支护结构上产生的动压力。冲击地压大小与岩爆规模、岩爆强烈程度和支护结构的刚度有关，是一种瞬间压力。

6.2.2 围岩松动压力确定方法

围岩压力的确定通常有三种方法：直接测量法、经验法或工程类比法和理论估算法。

直接测量法是一种切合实际的方法，是隧道工程学科研究、发展的方向。但由于受测量设备和技术水平的制约，目前还没有广泛应用在工程中。

经验法或工程类比法是根据大量以前工程的实际资料的统计和总结，按不同围岩分级提出围岩压力的经验数值，作为后建隧道工程确定围岩压力的依据的方法，是目前使用较多的方法。

理论估算法是以实践为基础，从理论上研究围岩压力的方法。由于地质条件的不确定性，影响围岩压力的因素多，企图建立一种完善的和适合各种实际情况的通用围岩压力理论及计算方法是困难的。理论估算方法有很多种，下面主要介绍普氏理论和太沙基理论计算方法。

1. 普氏理论计算方法

俄国学者普罗托基亚可诺夫（简称普氏）提出了以平衡拱为基础的围岩压力计算方法。在确定围岩的松动压力时，建立以平衡拱高度 h 与岩石坚固性系数 f_{kp} 成反比关系方程：

$$h=\frac{b}{f_{kp}} \tag{6-6}$$

式中　b——自然拱的半跨度。

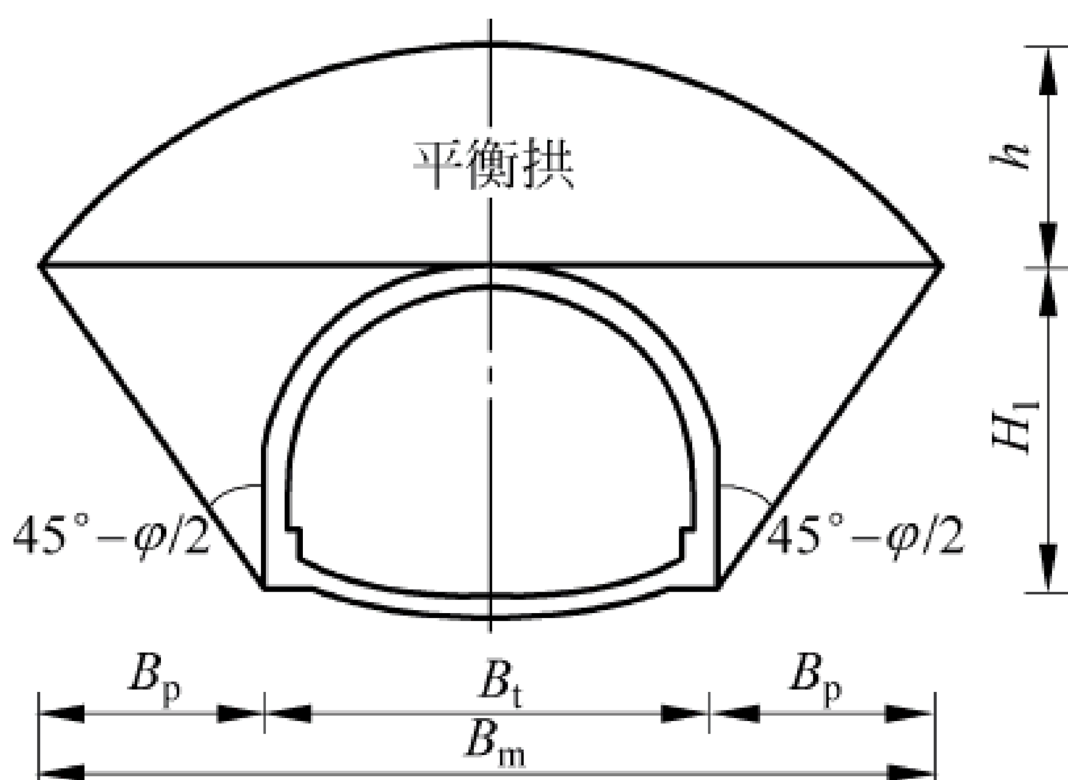


图 6-2　自然拱形成示意图

在坚硬的岩体中（一般 $f_{kp}>3\sim4$），坑道侧壁较稳定，自然拱的跨度即为隧道的跨度 B，此时 $b=B/2$。在松散和破碎的岩体中（一般 $f_{kp}\leqslant3\sim4$），坑道的侧壁受到扰动而产生滑移，自然平衡拱的跨度变大（图 6-2），此时 b 值为

$$b=\frac{B}{2}+H\tan\left(45°-\frac{\varphi_c}{2}\right) \tag{6-7}$$

式中　H——隧道净高度，m；

φ_c——围岩计算摩擦角。

垂直压力

$$q=\gamma h \tag{6-8}$$

水平松动压力

$$e=\left(q+\frac{1}{2}\gamma H\right)\tan^2\left(45°-\frac{\varphi_c}{2}\right) \tag{6-9}$$

例题：公路隧道净高度 H 为 7.6m，净宽度 9.9m，围岩坚固性系数 $f_{kp}=1.5$，硬黏土计算摩擦角 $\varphi_c=60°$，围岩天然容重 $\gamma=22\text{kN/m}^3$。试用普氏理论确定围岩压力值。

解：平衡拱跨度 b 为

$$b=\frac{B}{2}+H\tan\left(45°-\frac{\varphi_c}{2}\right)=\frac{9.9\text{m}}{2}+7.6\text{m}\times\tan\left(45°-\frac{60°}{2}\right)=6.99\text{m}$$

$$h=\frac{b}{f_{kp}}=\frac{6.99\text{m}}{1.5}=4.66\text{m}$$

垂直压力 $q=\gamma h=22\text{kN/m}^3\times4.66\text{m}=102.5\text{kPa}$

侧向水平压力

$$e=\left(q+\frac{1}{2}\gamma H\right)\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi_c}{2}\right)=\left(102.5\text{kPa}+\frac{1}{2}\times 22\text{kN/m}^3\times 7.6\text{m}\right)\times\tan^2\left(45^\circ-\frac{60^\circ}{2}\right)$$
$$=49.9\text{kPa}$$

2. 太沙基理论计算方法

太沙基将岩体视为散粒体，隧道开挖后，其上方的岩体因隧道的变形而下沉，并产生如图 6-3 所示的滑动面 OAB。围岩压力的计算公式如下。

1）垂直压力的计算

$$q_v=\frac{\gamma b}{\lambda\tan\varphi_c}\left(1-e^{-\lambda\tan\varphi_c\frac{h}{b}}\right)\tag{6-10}$$

式中 γ——围岩天然容重，kN/m³；

b——洞顶围岩塌落宽度的一半，m；

λ——侧压力系数。

2）水平压力的计算

$$e_h=(q_v+\gamma h_i)\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi_c}{2}\right)\tag{6-11}$$

式中 h_i——计算点距坑道顶的距离，m。

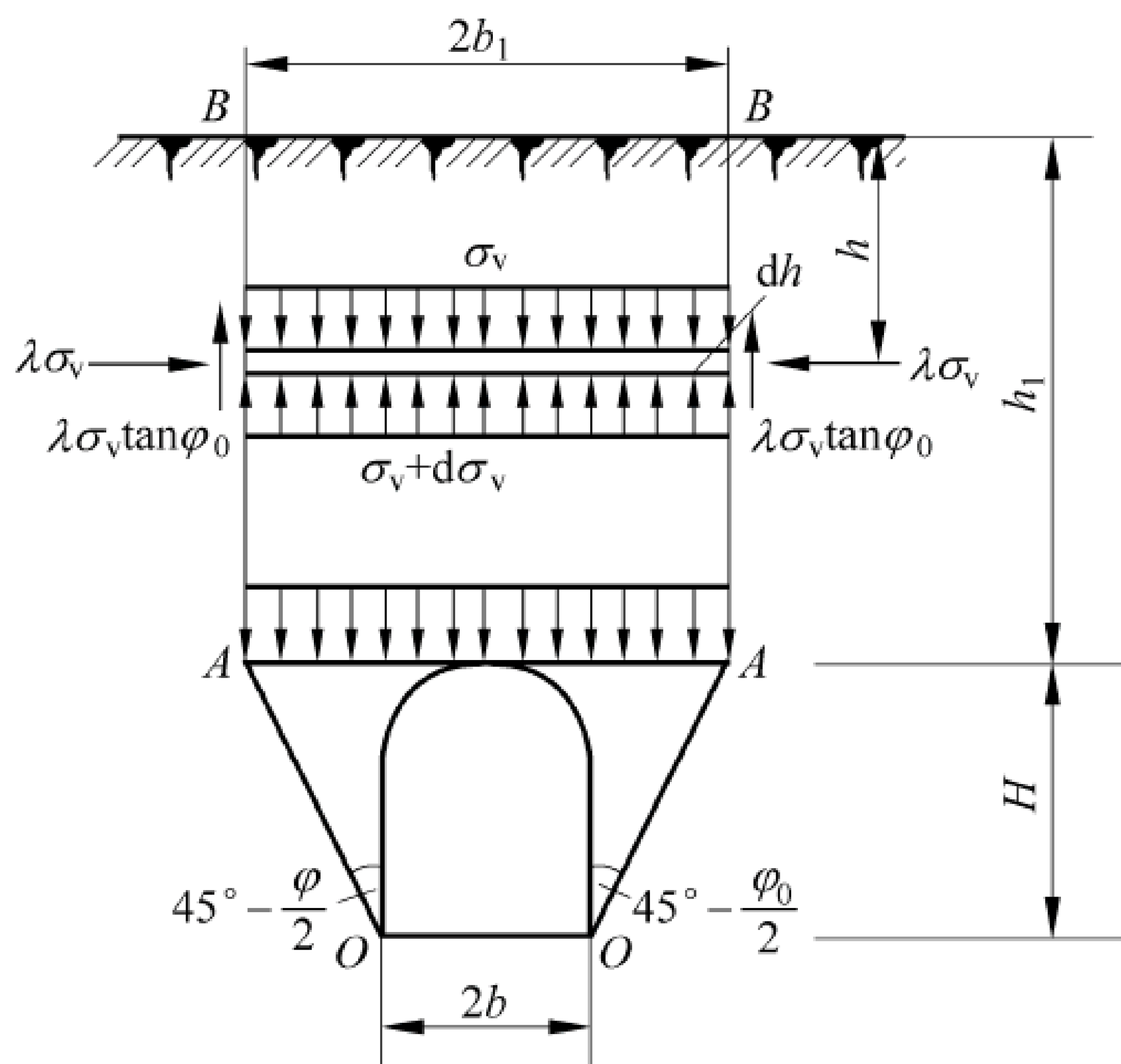


图 6-3 破裂示意图

6.2.3 铁路、公路隧道围岩压力计算

当地表水平或接近水平，且隧道覆盖层厚度满足式(6-12)要求时，应按浅埋隧道设计。当有不利于山体稳定的地质条件时，应适当加大浅埋隧道覆盖层厚度值。深、浅埋隧道的判定一般原则如下：

$$h<(2.0\sim 2.5)h_q\tag{6-12}$$

式中 h——隧道拱顶以上覆盖层厚度，m。

h_q——深埋隧道垂直荷载计算高度，m。

$$h_q = 0.45 \times 2^{S-1}\omega \tag{6-13}$$

式中 S——围岩级别，如围岩级别为Ⅴ级，则 $S=5$。

ω——宽度影响系数，$\omega=1+i(B-5)$；

B——隧道开挖宽度，m；

i——围岩压力增减率，当 $B<5$m 时，取 $i=0.2$；当 $B>5$m 时，取 $i=0.1$。

矿山法施工条件下，式(6-12)对Ⅰ～Ⅲ围岩取 2.0 h_q，对Ⅳ～Ⅵ围岩取 $2.5h_q$。

满足式(6-12)则为深埋隧道，反之则为浅埋隧道。下面分别介绍深埋隧道和浅埋隧道围岩压力计算方法。

1. 深埋铁路隧道围岩压力确定

1) 深埋隧道

深埋隧道衬砌结构设计时，围岩压力按松散压力考虑(图 6-4)，其垂直及水平匀布压力可按下式确定。

(1) 隧道拱顶承受的垂直匀布压力

$$q = \gamma h_q \tag{6-14}$$

$$h_q = 0.45 \times 2^{S-1}\omega \tag{6-15}$$

式中 γ——围岩容重，kN/m^3；

其他符合同前。

(2) 隧道侧向水平匀布压力

$$e = \lambda q \tag{6-16}$$

式中 λ——侧压力系数。Ⅰ～Ⅱ级围岩，$\lambda=0$；Ⅲ级围岩，$\lambda<0.15$；Ⅳ级围岩，$\lambda=0.15$～0.30；Ⅴ级围岩，$\lambda=0.3$～0.5；Ⅵ级围岩，$\lambda=0.5$～1.0。

式(6-15)和式(6-16)适用于不产生显著偏压力及膨胀力的一般围岩且采用钻爆法(或开敞式掘进机法)施工的隧道。

2) 地面水平或接近水平时浅埋隧道围岩压力(图 6-5)

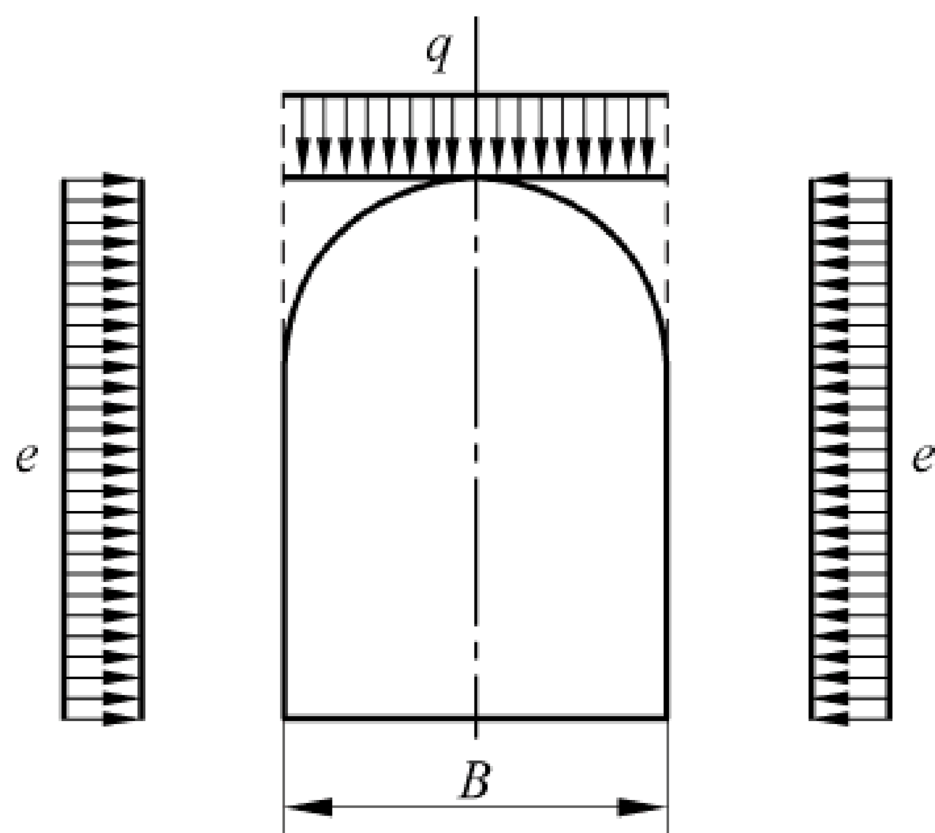


图 6-4 深埋隧道围岩压力

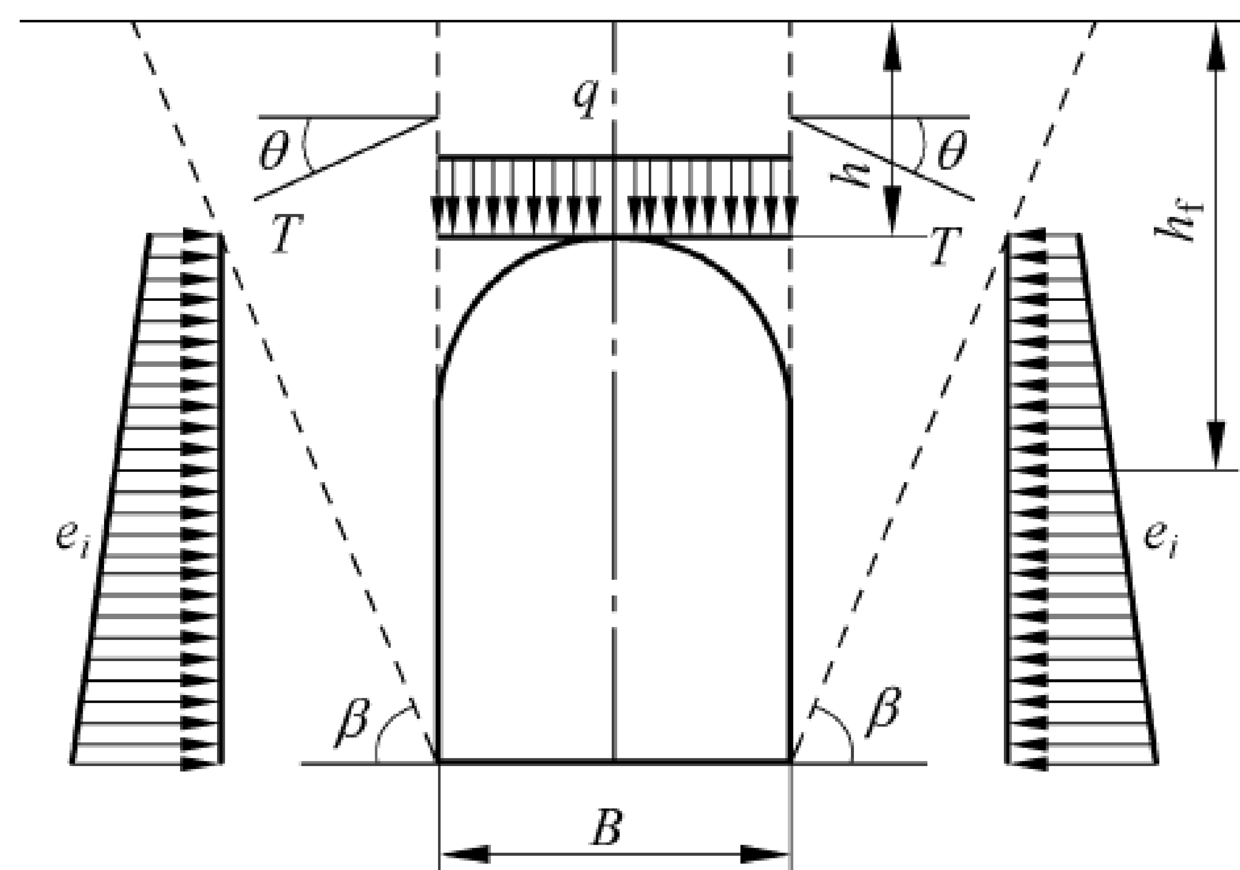


图 6-5 浅埋隧道围岩压力

(1) 拱顶垂直压力

$$q = \gamma h\left(1 - \frac{\lambda h \tan\theta}{B}\right) \tag{6-17}$$

$$\lambda = \frac{\tan\beta - \tan\varphi_c}{\tan\beta[1 + \tan\beta(\tan\varphi_c - \tan\theta) + \tan\varphi_c\tan\theta]} \tag{6-18}$$

$$\tan\beta = \tan\varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2\varphi_c + 1)\tan\varphi_c}{\tan\varphi_c - \tan\theta}} \tag{6-19}$$

式中 h——洞顶离地面的高度,m;

θ——顶板土柱两侧摩擦角,可取经验数值;

β——产生最大推力时的破裂角;

φ_c——围岩计算摩擦角。

当 $h<h_q$ 时,取 $\theta=0$,属于超浅埋隧道,则

$$q = \gamma h \tag{6-20}$$

$h \geqslant 2.5h_q$ 时,上式不适用(已属于深埋隧道)。

(2) 侧向水平压力

$$e_i = \gamma h_i \lambda \tag{6-21}$$

式中 h_i——内外侧任意点 i 至地面的距离,m。

假定隧道开挖高度为 H,则隧道顶侧向水平压力 $e_h=\gamma h\lambda$,隧道底侧向水平压力 $e_H=\gamma(h+H)\lambda$。

3) 地面坡度陡斜时的浅埋隧道围岩压力(图6-6)

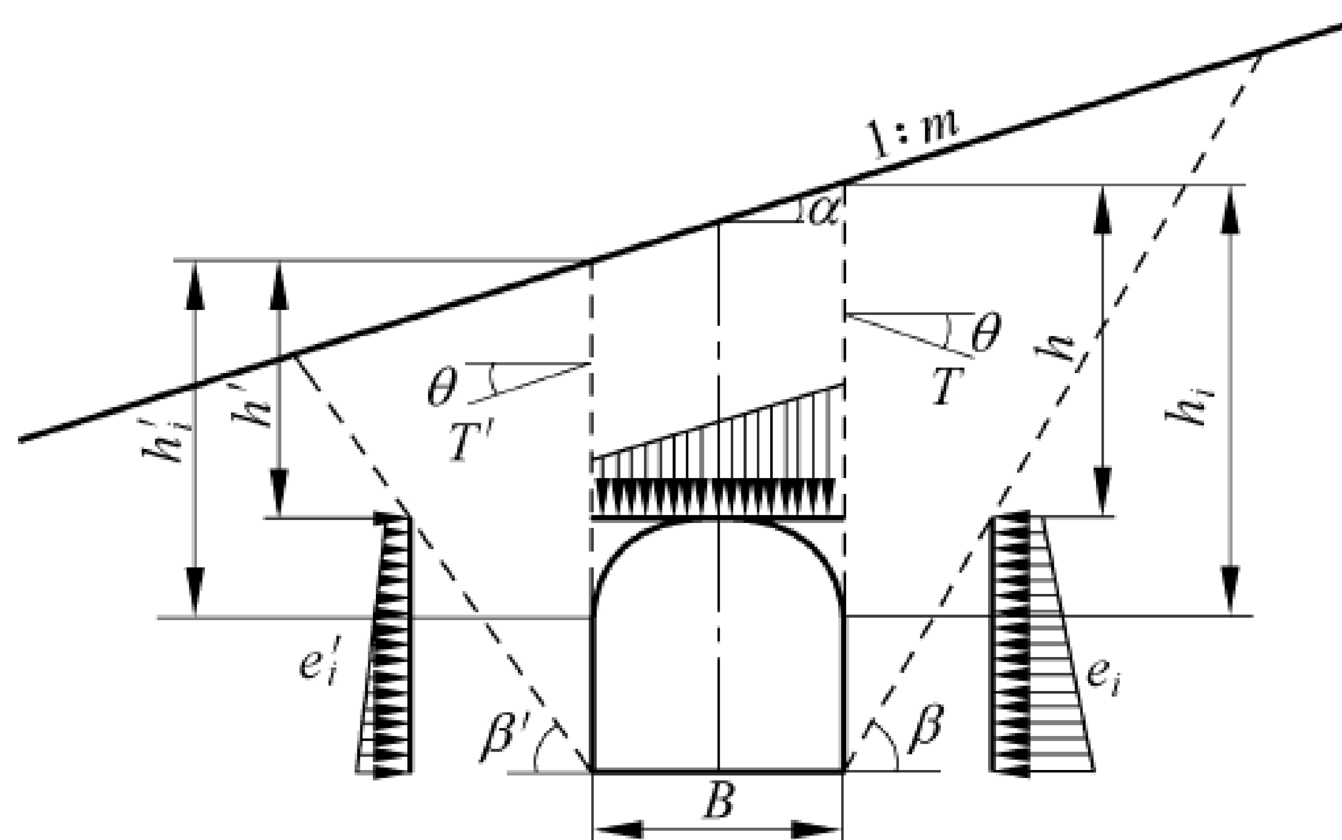


图6-6 地面倾斜浅埋围岩压力

(1) 围岩压力计算中需要考虑地形的影响,此时围岩垂直压力

$$q = \frac{\gamma}{2}[(h + h')B - (\lambda h^2 + \lambda' h'^2)\tan\theta] \tag{6-22}$$

式中 h,h'——内、外侧由拱顶水平至地面的高度,m。

λ,λ'——内、外侧的侧压力系数。

内摩擦角 θ 无实测资料时的取值见表6-17。

表6-17 摩擦角 θ 取值

围岩级别	Ⅰ～Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ
θ 值	$0.9\varphi_c$	$(0.7\sim0.9)\varphi_c$	$(0.5\sim0.7)\varphi_c$	$(0.3\sim0.5)\varphi_c$

$$\lambda = \frac{1}{\tan\beta - \tan\alpha} \times \frac{\tan\beta - \tan\varphi_c}{1 + \tan\beta(\tan\varphi_c - \tan\theta) + \tan\varphi_c\tan\theta} \tag{6-23}$$

$$\lambda' = \frac{1}{\tan\beta' + \tan\alpha} \times \frac{\tan\beta' - \tan\varphi_c}{1 + \tan\beta'(\tan\varphi_c - \tan\theta) + \tan\varphi_c \tan\theta} \tag{6-24}$$

$$\tan\beta = \tan\varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2\varphi_c + 1)(\tan\varphi_c - \tan\alpha)}{\tan\varphi_c - \tan\theta}} \tag{6-25}$$

$$\tan\beta' = \tan\varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2\varphi_c + 1)(\tan\varphi_c + \tan\alpha)}{\tan\varphi_c - \tan\theta}} \tag{6-26}$$

式中　β,β'——内、外侧产生最大推力时的破裂角。

(2) 侧向水平压力：

内侧水平压力

$$e_{in} = \gamma h_i \lambda \tag{6-27}$$

外侧水平压力

$$e_{out} = \gamma h_i' \lambda' \tag{6-28}$$

式中　h_i 和 h_i'——内、外侧任意一点 i 至地面的距离，m。

2. 公路隧道围岩压力确定

公路隧道围岩压力的计算应符合以下原则：①对于埋深较浅的隧道，可只计入围岩的松动压力，围岩松动压力为作用在隧道全部支护结构的压力总和。在对初期支护或二次衬砌进行内力计算时，应采用适当的方法进行荷载分配，确定该支护层相应的计算荷载。当隧道采用光面爆破、掘进机开挖等可减轻围岩损伤破坏的施工方法时，围岩松动压力的计算值可适当折减。②对于埋深较大的隧道，不仅应计入围岩的松动压力，而且还应计入围岩的形变压力。③对于连拱隧道、小净距隧道，可不计入形变压力。

1) 深埋隧道松动压力

公路隧道拱顶垂直压力计算方法与铁路隧道相同，但必须同时具备下列条件：①采用钻爆法开挖的隧道；②$H/B<1.7$，H 为隧道开挖高度；B 为隧道开挖跨度；③不产生显著偏压及膨胀力的一般围岩；④隧道开挖跨度小于 15m。

公路隧道侧向水平压力分为两种情况计算。

(1) 当围岩比较好(Ⅰ～Ⅲ级)时，水平压力可按铁路隧道水平压力方法计算，或者采用下式计算侧压力系数，然后再计算水平压力：

$$\lambda = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi_c}{2}\right) \tag{6-29}$$

(2) 当围岩比较差(Ⅳ～Ⅳ级)时，水平压力宜按梯形分布荷载计算。

拱顶水平压力按情况(1)中的方法计算。

边墙底部水平压力按下式计算：

$$e_d = \lambda(q + \gamma H) \tag{6-30}$$

2) 深埋隧道形变压力

当隧道的围岩单轴饱和抗压强度 R_c 与垂直于隧道轴线的最大初始地应力 σ_{max} 的比值满足下列情况之一时，应考虑围岩对支护结构的形变压力(图 6-7)：当 $R_c>30$MPa 时，$R_c/\sigma_{max}\leqslant 4$；当 $R_c\leqslant 30$MPa 时，$R_c/\sigma_{max}\leqslant 6$。深埋公路隧道的形变压力与洞室截面形状有关，其计算方法可按下述情况处理。

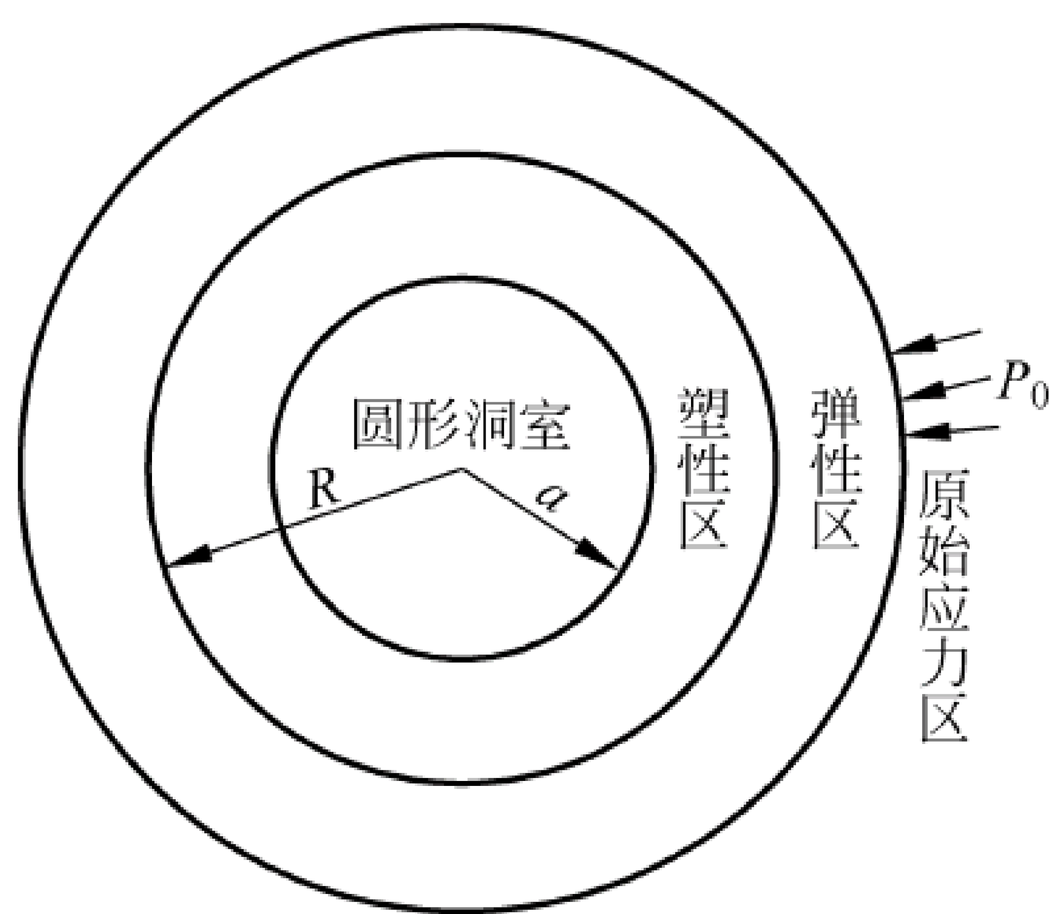


图 6-7 深埋单洞隧道形变压力计算简图

(1) 当洞室为圆形截面时,作用与衬砌上任意一点的围岩形变压力计算公式如下:

$$P_i = [(P_0 + c \cdot \cot\varphi)(1 - \sin\varphi)]\left(\frac{a}{R}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} - c \cdot \cot\varphi \tag{6-31}$$

式中 P_i——作用于衬砌上任意一点的形变压力,kPa;

P_0——洞室深埋处原始地应力,kPa;

c——围岩的粘聚力,kPa;

φ——围岩体内的摩擦角,(°);

a——洞室开挖半径,m;

R——洞室开挖后形成的塑性区半径,m。

(2) 当洞室接近圆形断面时,可将开挖跨度或高度直接拟合为圆形,按式(6-31)计算。

(3) 当洞室断面与圆形断面差异较大时,可以采用开挖断面的最小外接圆作为拟合断面,采用式(6-31)计算。

(4) 当洞室在双向不等压状态下,洞室周围的地层将出现椭圆形的塑性区,在塑性区以外的地层逐渐趋于均匀,此时可将不等压受力状态近似折算为双向等压状态,折算方法为

$$P'_0 = \frac{1+k}{1}P_0 \tag{6-32}$$

式中 k——初始水平应力与垂直应力的比值。

(5) 根据施工过程中对洞室周边位移的监测结果,可按下式计算位移变形压力:

$$P_i = \frac{\delta_i K_{si} K_{li}}{K_{si} + K_{li}} \tag{6-33}$$

式中 P_i——计算点处二次衬砌上的形变压力,kPa;

δ_i——计算点从二次衬砌施作至结构设计基准期内的总变形量,应减去防水层及无纺布的变形量、结构基础沉降或滑移量,m;

K_{si}——计算点附近二次衬砌径向形变刚度,kPa/m;

K_{li}——计算点附近外围岩体及初期支护的径向形变刚度,kPa/m。

3) 浅埋无偏压隧道松动压力

(1) 当埋深 $h \leqslant h_q$ 时,围岩压力计算方法如下。

垂直压力

$$q = \gamma h \tag{6-34}$$

水平压力

$$e=\gamma(h+H)\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi_c}{2}\right) \tag{6-35}$$

(2) 当埋深 $h_q<h\leqslant(2.0\sim2.5)h_q$ 时，围岩压力计算方法与《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)相同。

(3) 浅埋偏压隧道松动压力。围岩压力计算与铁路隧道相同。

3. 地铁隧道围岩压力确定

地铁区间岩质隧道的地层压力可按《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)有关围岩压力计算方法确定。土质隧道地层压力按以下方法确定。

1) 竖向压力

(1) 对于明、盖挖法施工的结构，一般应按计算截面以上全部土柱重力进行计算；

(2) 对于暗挖法施工的隧道，应根据所处工程地质、水文地质条件和覆土厚度，并结合卸载拱作用的影响进行计算；

(3) 浅埋暗挖车站的竖向压力应按全土柱计算；

(4) 竖向荷载应结合地面及邻近的其他荷载对竖向压力的影响进行计算。

2) 水平压力

根据结构受力过程中墙体位移与地层间的相互关系，分别按主动土压力、被动土压力和静止土压力计算。在地铁结构计算中，主动土压力一般采用朗金土压力理论。规定如下：

(1) 施工期间作用在支护结构主动区的土压力宜根据变形控制要求在主动和静止土压力之间选择；

(2) 明挖结构长期使用阶段或逆作法结构承受的土压力宜按静止土压力计算；明挖法围护结构或矿山法的初期支护，应计及100%的土压力作用；内衬结构应与围护结构或初期支护共同分担的土压力，分别按最大、最小侧压力两种情况与其他荷载进行最不利组合；

(3) 盾构法施工的隧道土压力宜按静止土压力计算；

(4) 荷载计算应计及地面荷载和破坏棱体范围内的建筑物，以及施工机械等引起的附加水平侧压力。

思考题

1. 围岩分级方法及分级影响因素有哪些？
2. 铁路和公路隧道围岩如何分级？有何区别？
3. 简述围岩压力的分类及特点。
4. 简述隧道深浅埋判别的一般原则。
5. 简述围岩松动压力竖向压力和水平压力计算方法。

隧道结构组成与构造

隧道结构分为主体建筑物和附属建筑物。主体建筑物是为了保持隧道的稳定以及保证隧道正常使用而修建的构筑物，由洞身支护结构及洞门组成。在山岭隧道洞口附近容易坍塌或有落石危险时，则需要修筑明洞。附属建筑物是指为保证隧道正常使用所需的各种辅助设施，如轨道结构、路基路面结构、避车洞、防排水设备、通风、电力及通信信号等。

7.1 主体建筑

隧道的主体建筑包括隧道支护结构、洞门和明洞。支护结构又称衬砌，应根据围岩级别不同进行设置，如围岩稳定性好，支护结构可以采用一层支护；如围岩等级高稳定性差，支护结构越复杂，可以采用复合式衬砌。一般情况下，复合式支护结构分为一次支护结构和二次支护结构。一次支护也称为初期支护，二次支护也称为二次衬砌或永久支护。

7.1.1 隧道洞身支护结构

根据隧道的施工工艺不同，支护结构分为整体式和装配式两种结构。

1. 整体式支护结构

1）单层整体式模筑支护结构

整体式模筑混凝土衬砌，是在坑道内支立模板、拱架，然后浇筑混凝土而成，具有较大的厚度和刚度。该结构适用于不同的地质条件，易于按需成形，整体性强，抗渗性好，技术成熟，适用多种围岩条件，且适合多种施工方法，因此广泛使用在地铁隧道工程中，特别是在隧道洞口段、浅埋段及围岩很差的软弱围岩中，采用整体式衬砌较为稳妥可靠。

整体式模筑混凝土衬砌主要是通过调整断面形状和衬砌厚度来适应不同的地质条件，即适应不同的围岩级别和围岩压力分布情况，因而单层衬砌的形状和厚度变化较多。根据隧道围岩地质的特点，整体式模筑混凝土衬砌分为直墙式衬砌和曲墙式衬砌。

（1）直墙式衬砌。

直墙式衬砌形式通常用于垂直围岩压力为主、水平围岩压力很小的地层。一般适用于Ⅳ，Ⅴ类围岩，也可用于Ⅲ类围岩。对于公（道）路隧道，直墙式衬砌结构的拱部，可以采用割圆拱、坦三心圆拱或尖三心圆拱，如图 7-1 所示。

直墙式衬砌根据围岩稳定性分为半衬砌结构、厚拱薄边墙两种结构形式。

① 对于半衬砌结构，根据围岩的压力大小，有时只对拱顶部分进行衬砌，而对边墙不进

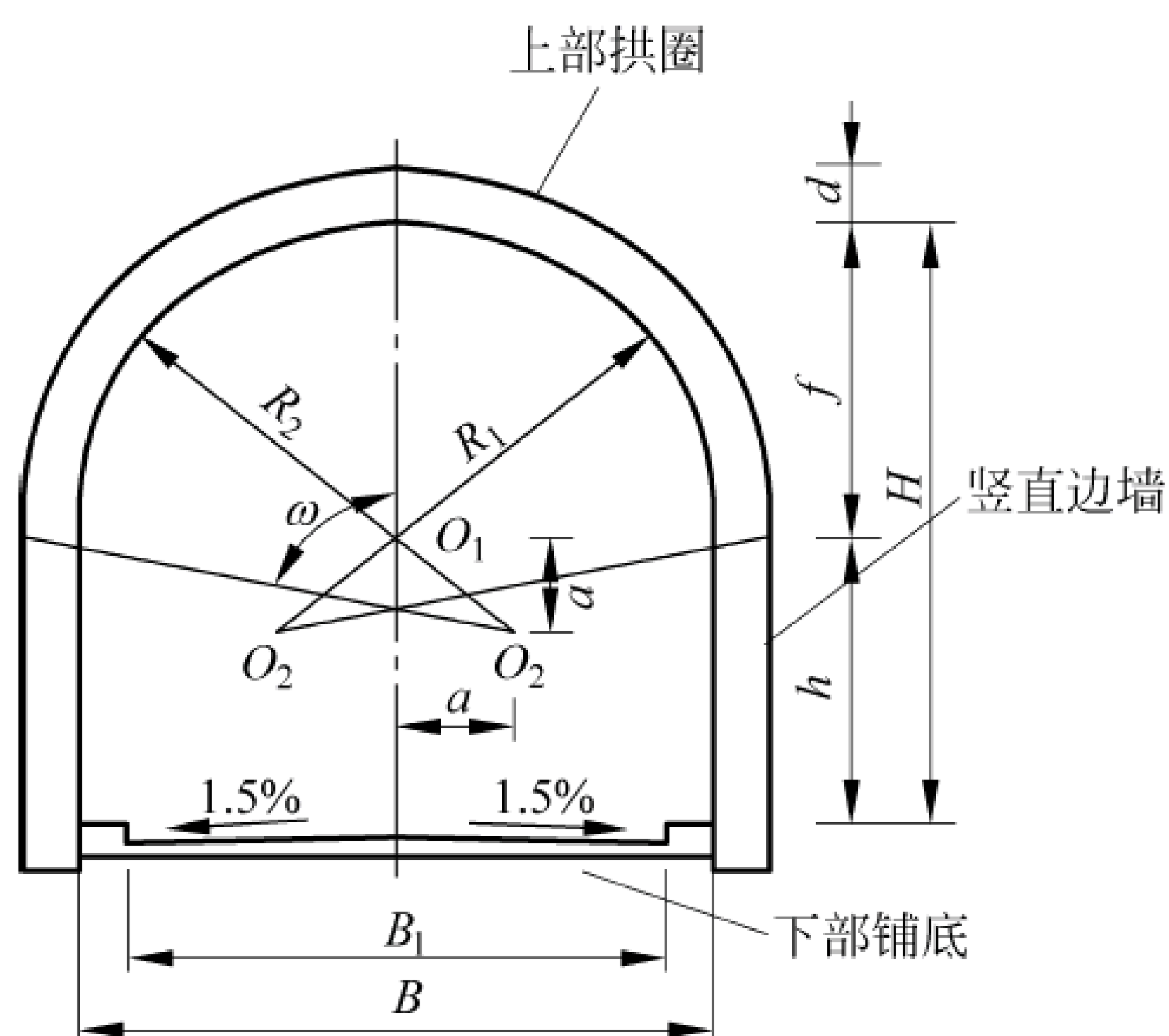


图 7-1 直墙式衬砌结构

行衬砌,也可只对边墙进行衬砌,而对拱顶只作喷浆处理。这种衬砌形式适用于岩层较坚硬并且整体稳定或基本稳定的围岩。而对于一些侧压力很大的较软的岩层或土层,为了避免直墙承受较大的压应力,可采用落地拱形结构形式,如图 7-2 所示。

② 厚拱薄墙衬砌结构的拱脚较厚,而边墙较薄,适用于水平压力很小的地层,如图 7-3 所示。

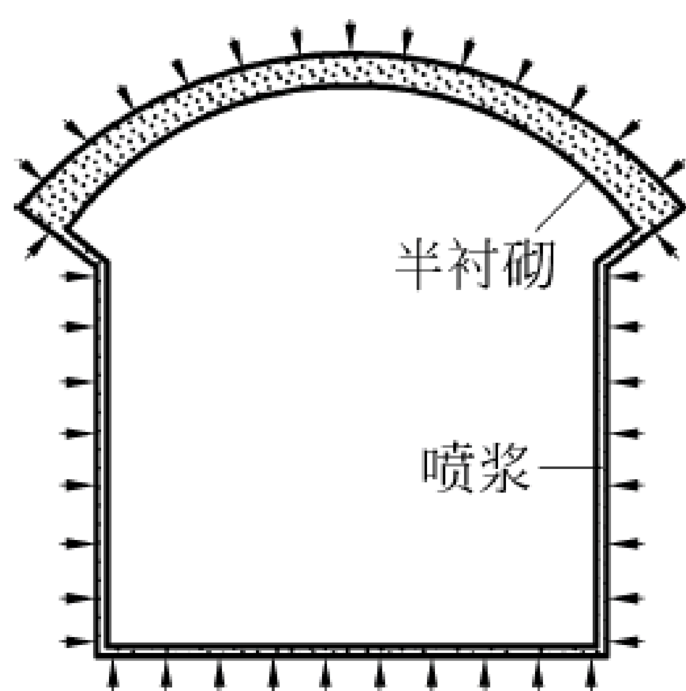


图 7-2 半衬砌结构

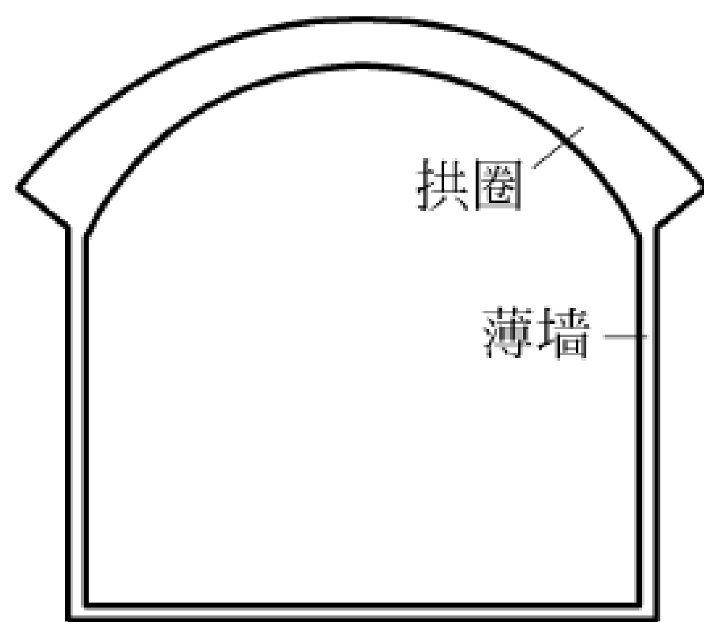


图 7-3 厚拱薄墙衬砌结构

(2) 曲墙式衬砌。

曲墙式衬砌适用于地质条件较差,有较大水平围岩压力的情况,主要适用于Ⅳ级及以上的围岩。它由顶部拱圈、侧面曲边墙和底部仰拱(或铺底)组成。除在Ⅳ级围岩无地下水,且基础不产生沉降的情况下可不设仰供,只做平铺底外,一般均设仰拱以抵御底部的围岩压力,防止衬砌沉降,并使衬砌形成一个环状的封闭整体结构,以提高衬砌的承载能力,如图 7-4 所示。

2) 单层锚喷支护结构

锚喷支护结构既可以作为永久结构使用,也可以作为复合式衬砌结构的初期支护结构使用。锚喷支护作为隧道的永久衬砌,一般适用于Ⅲ级及以上围岩。

以下情况不宜采用锚喷衬砌作为永久衬砌:在某些不良地质(膨胀性围岩、堆积层、破碎带)、大面积涌水地段和特殊地段;对衬砌有特殊要求的隧道或地段,如洞口地段,要求衬砌内轮廓很整齐、平整;辅助坑道或其他隧道与主隧道的连接处及附近地段;有很高的防

水要求的隧道；还有围岩及覆盖太薄，且其上已有建筑物，不能沉落或拆除者等；地下水有侵蚀性，可能造成喷射混凝土和锚杆材料的腐蚀；寒冷和严寒地区有冻害的地方等。

锚喷支护结构主要由锚杆和喷射混凝土层组成，如图7-5所示。详细阐述见第9章。

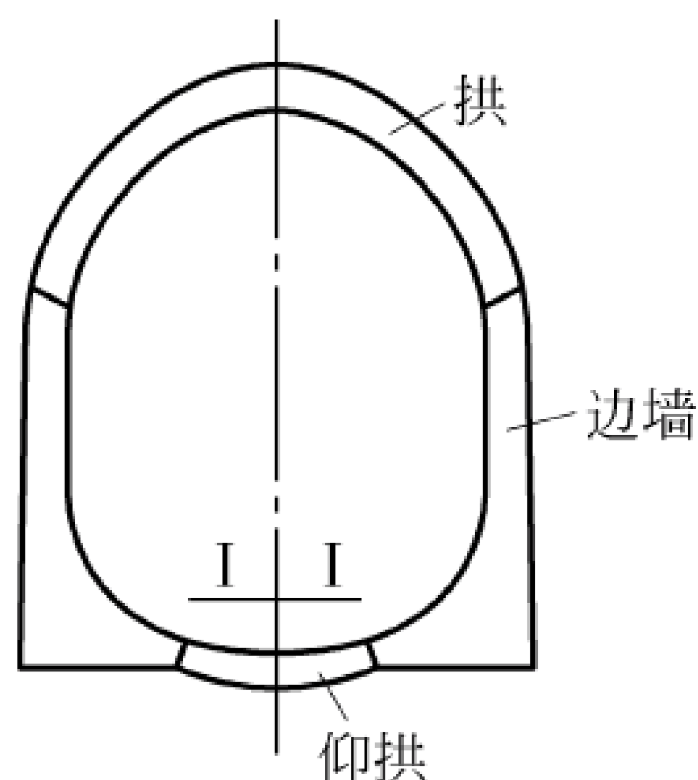


图7-4 曲墙式衬砌结构

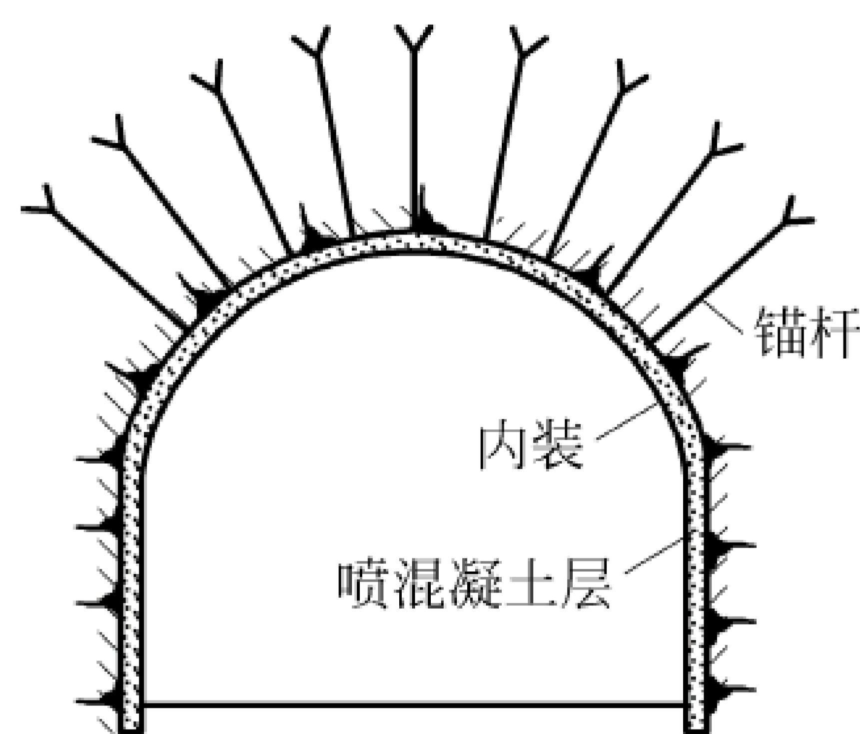


图7-5 锚喷支护结构

3）复合式支护结构

复合式支护结构不同于单层厚壁的模筑混凝土衬砌，它把衬砌分成两层或两层以上，可以由同一种形式、方法和材料施作，也可以由不同形式、方法、时间和材料施作的。外衬（即初期支护）主要是以喷射混凝土和锚杆为基本组合形式的一系列现代隧道支护；内层衬砌（二次支护）则有多种材料和构造形式，但以就地模筑素混凝土或钢筋混凝土为主。外衬与内衬之间敷设一层以塑料防水板等为主要材料的防水层。

复合式支护结构（图7-6）主要通过调整断面形状和初期支护参数来适应地质条件变化。初期支护参数的变化幅度较大，如外衬为锚喷衬砌的厚度多在5～20cm之间。对于内层衬砌厚度，公路隧道多为30～40cm，铁路单线隧道一般为25cm，铁路双线隧道一般为30～50cm。当双线高速铁路隧道和公路隧道断面尺寸较大时，内层衬砌稍厚。初期支护应按主要承载结构设计，二次支护在Ⅲ级及以下围岩时按安全储备设计，在Ⅳ级及以上围岩时按承载（后期围岩）结构设计，并与初期支护共同承担外部荷载。

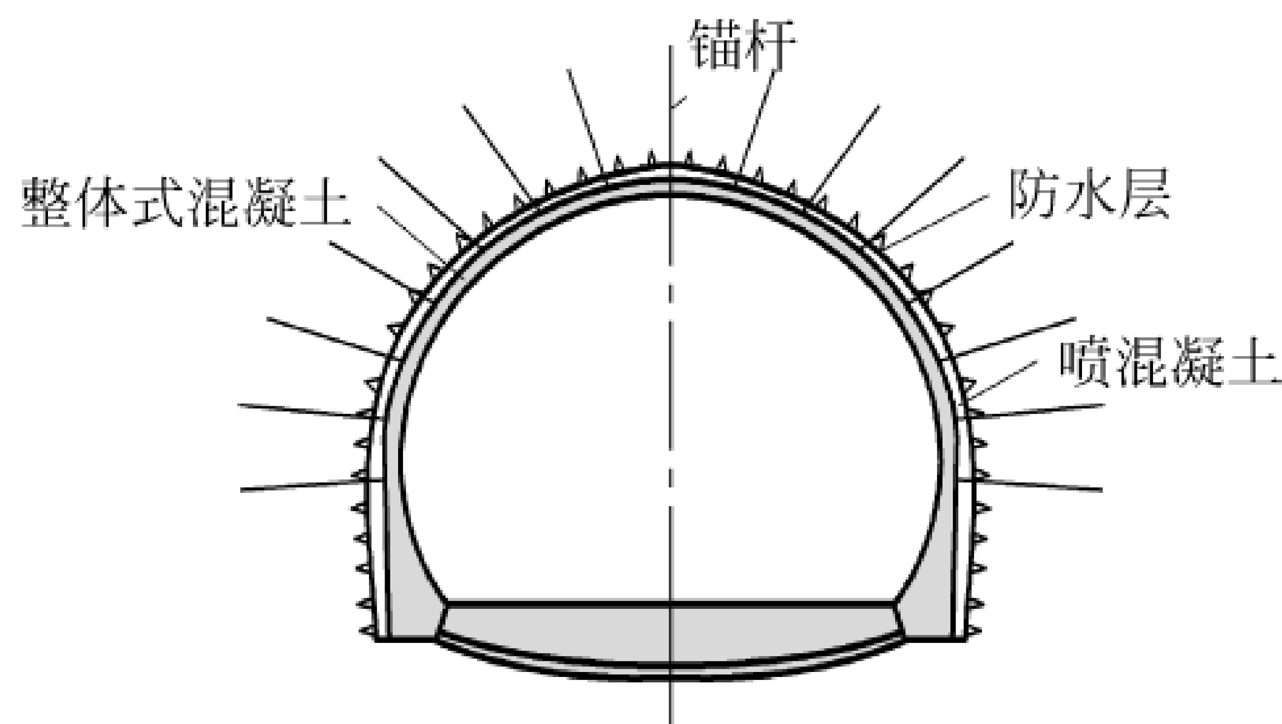


图7-6 锚喷支护结构

复合式支护结构按内、外衬的组合情况可分为锚喷支护与素混凝土衬砌、锚喷支护与喷射混凝土衬砌、钢拱架（或格栅构拱架）喷射混凝土和钢筋混凝土衬砌。

复合式支护结构两大部分的作用不同，但与围岩共同工作，既能充分调动并利用围岩自我承载、自我稳定的能力，又可以充分发挥支护结构的承载能力和支护材料的力学性能，保持隧道结构的稳定。同时，复合式支护结构较符合地下工程结构体系的力学变化过程，适合多种地质条件，其极限承载能力比同等厚度的单层衬砌的极限承载能力高20％～30％，与传统的模筑混凝土单层衬砌相比，能节约5％～10％的工程投资。但复合式支护结构尤其是初期支护的施工工艺较为复杂，施工工序多，施工难度高，在保证施工进度前提下，应加强质量监控。

复合式支护结构适用于在Ⅱ～Ⅵ级围岩，但是当拱顶以上覆盖层厚度小于隧道直径，或

有明显偏压力，或处于无自稳能力的未胶结砂砾石地层中、大涌水地层、大膨胀性围岩，及冻害严重的地区时，应慎重选择该种支护形式，必要时应辅以相应的加固措施。

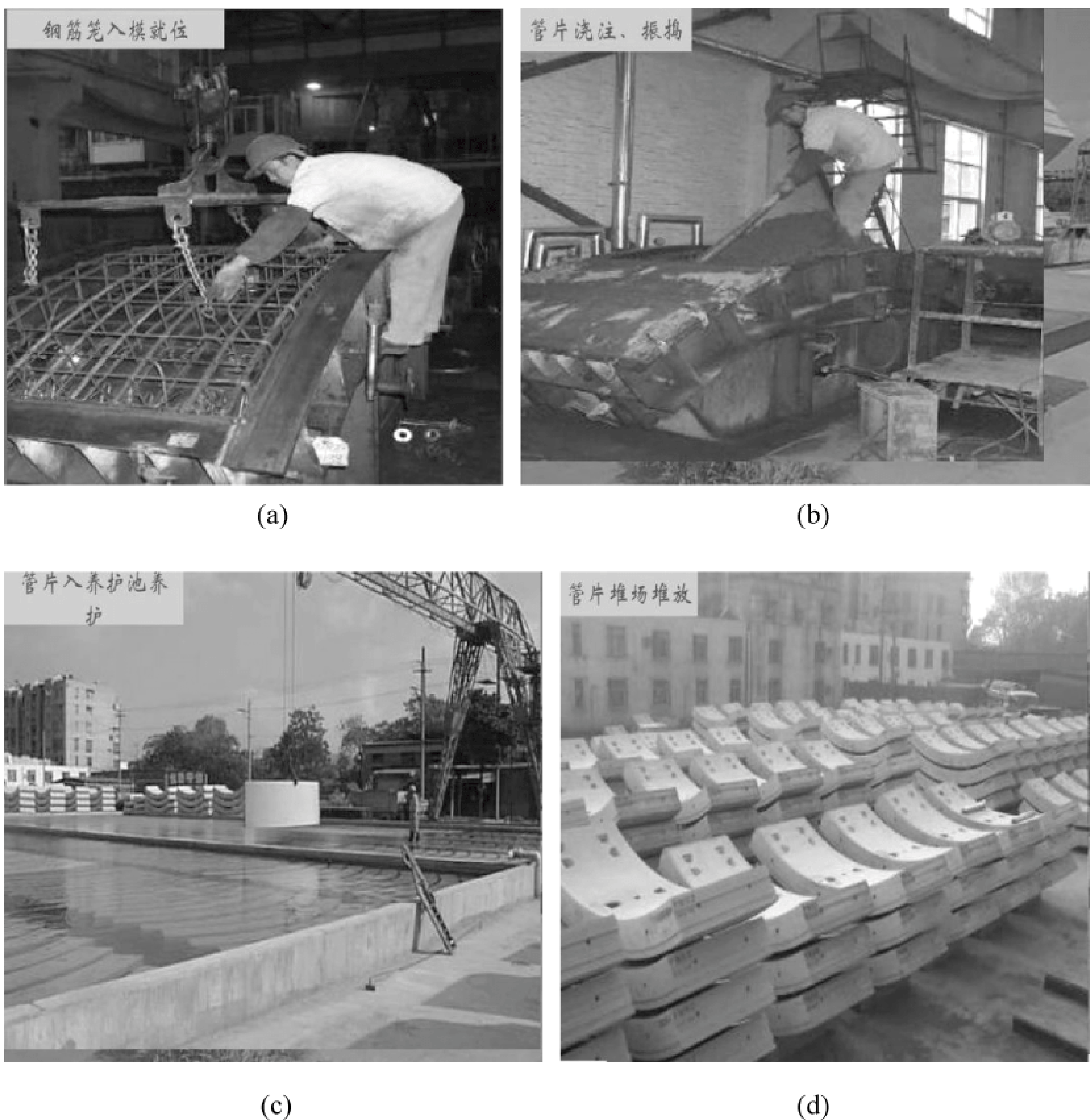
2. 装配式支护结构

1）盾构衬砌管片

因隧道施工工业化和机械化发展而出现了装配式隧道衬砌，大量应用于盾构法施工城市地下铁道和土质铁路隧道中。盾构施工的隧道衬砌结构一般采用管片组装完成。盾构管片是盾构施工的主要装配构件，是隧道的最内层屏障，承担着抵抗土层压力、地下水压力以及一些特殊荷载的作用。盾构管片是盾构法隧道的永久衬砌结构，盾构管片质量直接关系到隧道的整体质量和安全，影响隧道的防水性能及耐久性能。

装配式管片衬砌不需临时支撑，可节省大量材料及劳力，可立即承受围岩压力，可采用工厂化施工，改善劳动条件，速度快，工期短，造价低。但管片组装接缝多，整体性较差，抗渗性差，防水困难，需要足够的拼装空间，同时要求预制管片构件尺寸精度高。

盾构管片的生产通常采用高强抗渗混凝土，以确保可靠的承载性和防水性能，管片生产主要利用成品管片模具在密封浇灌混凝土后即可成型。生产工艺流程如图 7-7 所示。



(a) (b) (c) (d)

图 7-7 锚喷支护结构

(a) 管片钢筋施工；(b) 混凝土施工；(c) 养护；(d) 管片预制完成

盾构推进结束后，迅速拼装管片成环，衬砌管片组装一般有两种：通缝拼装和错缝拼装。

通缝拼装是各环管片的纵缝对齐的拼装方法，这种拼装方法在拼装时定位容易，纵向螺栓容易穿进，拼装施工应力小，但容易产生环面不平，并有较大累计误差，导致环向螺栓很难穿进，环缝压密量不够。

错缝拼装即前、后环管片的纵缝错开拼装，一般错开1/3～1/2块管片弧长，用此法建造的隧道整体性好，拼装施工应力大，纵向穿螺栓困难，纵缝压密差。但环面较平正，穿环向螺栓较容易。

由于错缝比通缝拼装最大正、负弯矩增加，对应的轴力则减少，单点变形量比通缝拼装小。并且由于错缝拼装纵向接头引起衬砌圆环的咬合作用，刚度增强而产生的变形被相邻管片约束，内力加大，空间刚度加大，衬砌圆环变形量减小，对隧道防水有利。一般采取错缝拼装，在联络通道处的管片有时采用通缝拼装。

管片环由1个封顶块、2个邻接块及N个标准块组成，如图7-8所示。隧道盾构管片组装效果如图7-9所示。

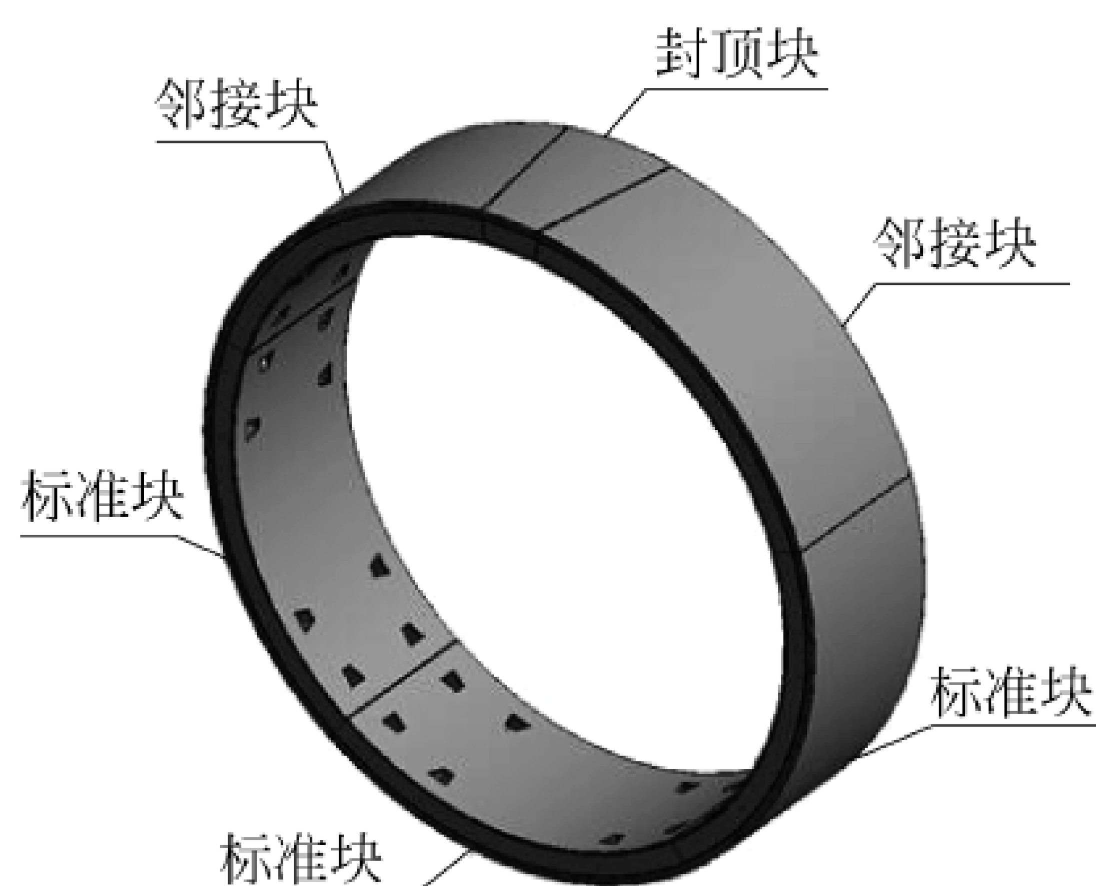


图7-8 管片环结构



图7-9 盾构管片组装图

接缝处从外侧向内侧结构分别是外侧密封槽、榫槽、内侧密封槽、密封沟。环向接缝和纵向接缝都是如此，如图7-10所示。接缝的构造如图7-11所示。

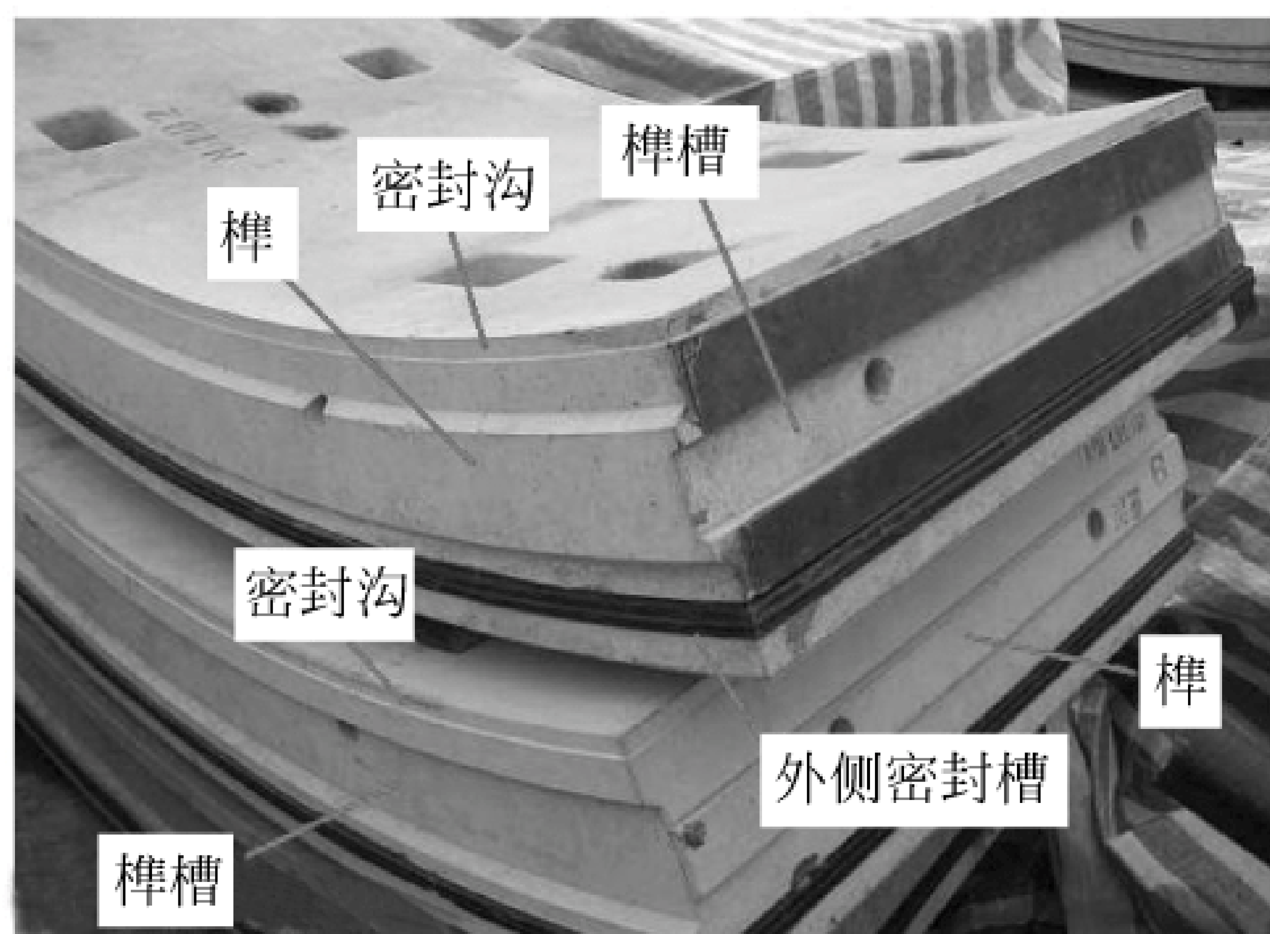


图7-10 管片接缝连接示意

管片的环向接缝和纵向接缝靠螺栓来连接。管片分块对接好之后,从螺栓手孔塞进螺栓,然后把螺帽拧紧,如图 7-12 所示。

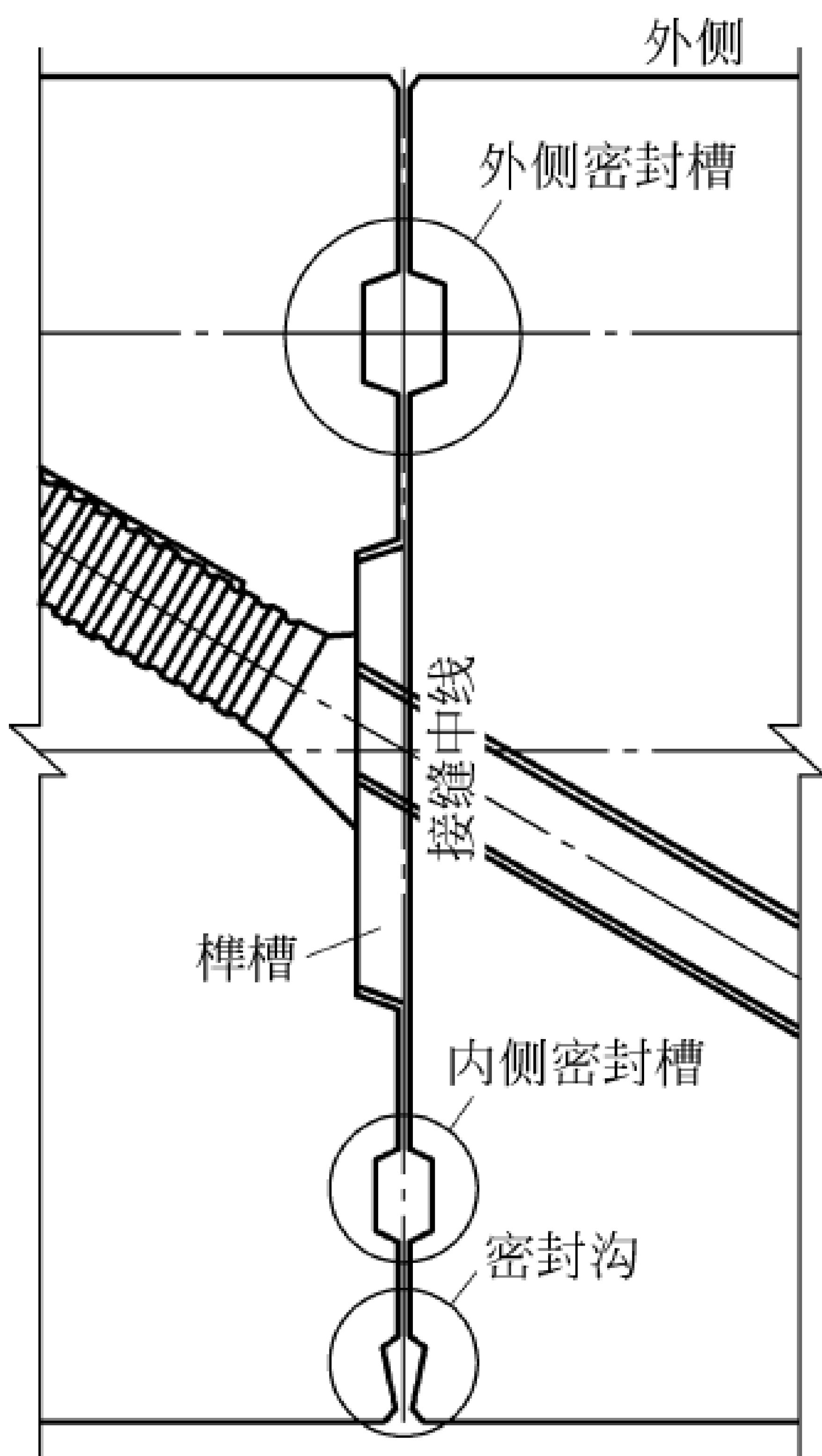


图 7-11 接缝构造

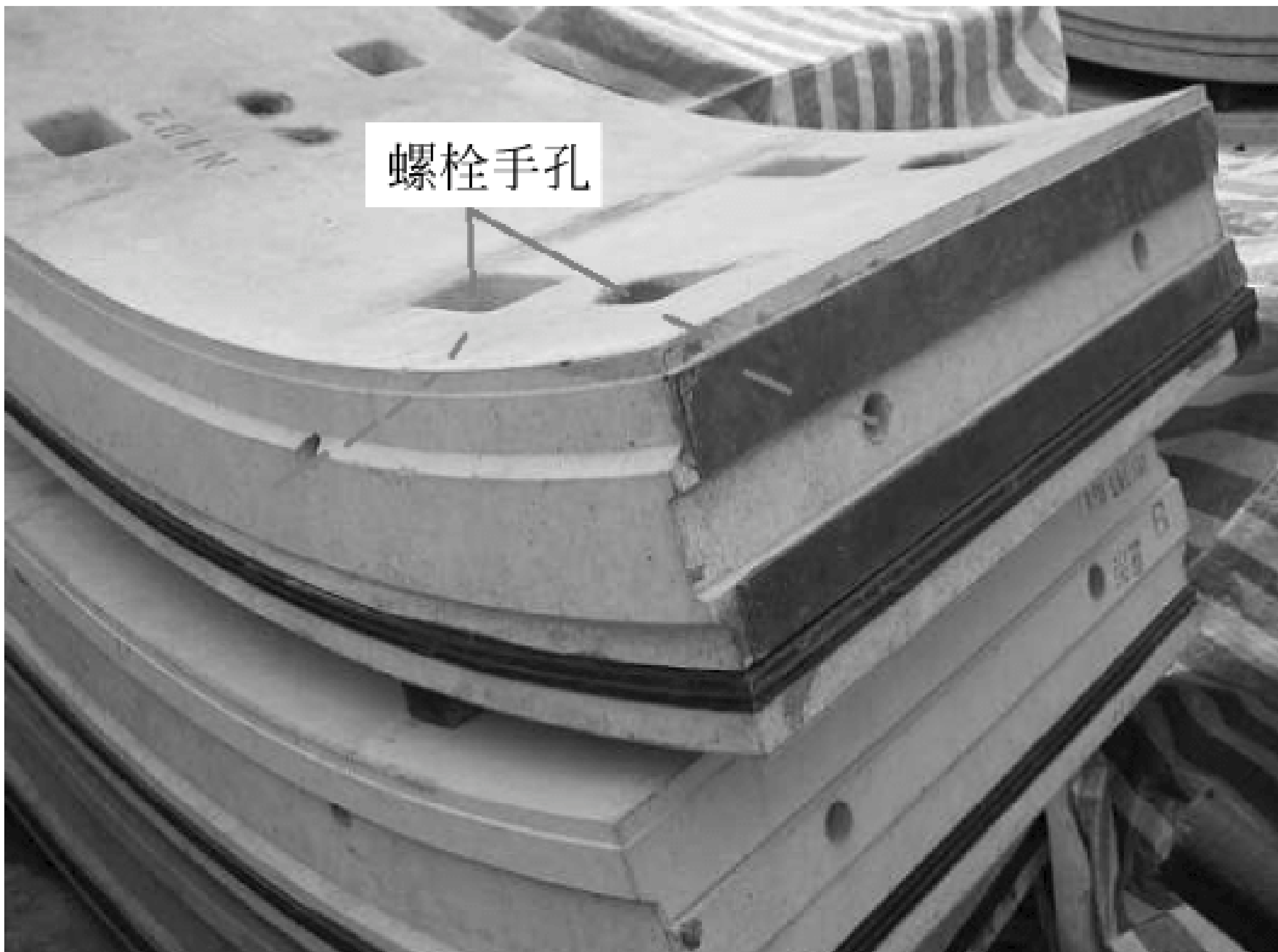


图 7-12 管片螺栓连接孔

2) 沉(箱)管水底隧道

水底隧道是为铁路、城市道路、公路、地下铁道以及各种市政公用或专用管线提供穿越水域的通道。修建水底隧道所采用的主要施工方法有围堤明挖法、气压沉箱法、盾构法及沉管法。在一定条件下,沉管法隧道覆土浅、线路短、照明和通风代价较小、工程和运营费用低、使用效果好,故自 1965 年以来,世界各国建成的 20 多条水底道路隧道,大多是采用沉管法衬砌结构(图 7-13)。当公路隧道车道数在 3 车道及以上时,隧道断面一般采用沉箱法衬砌结构(图 7-14)。

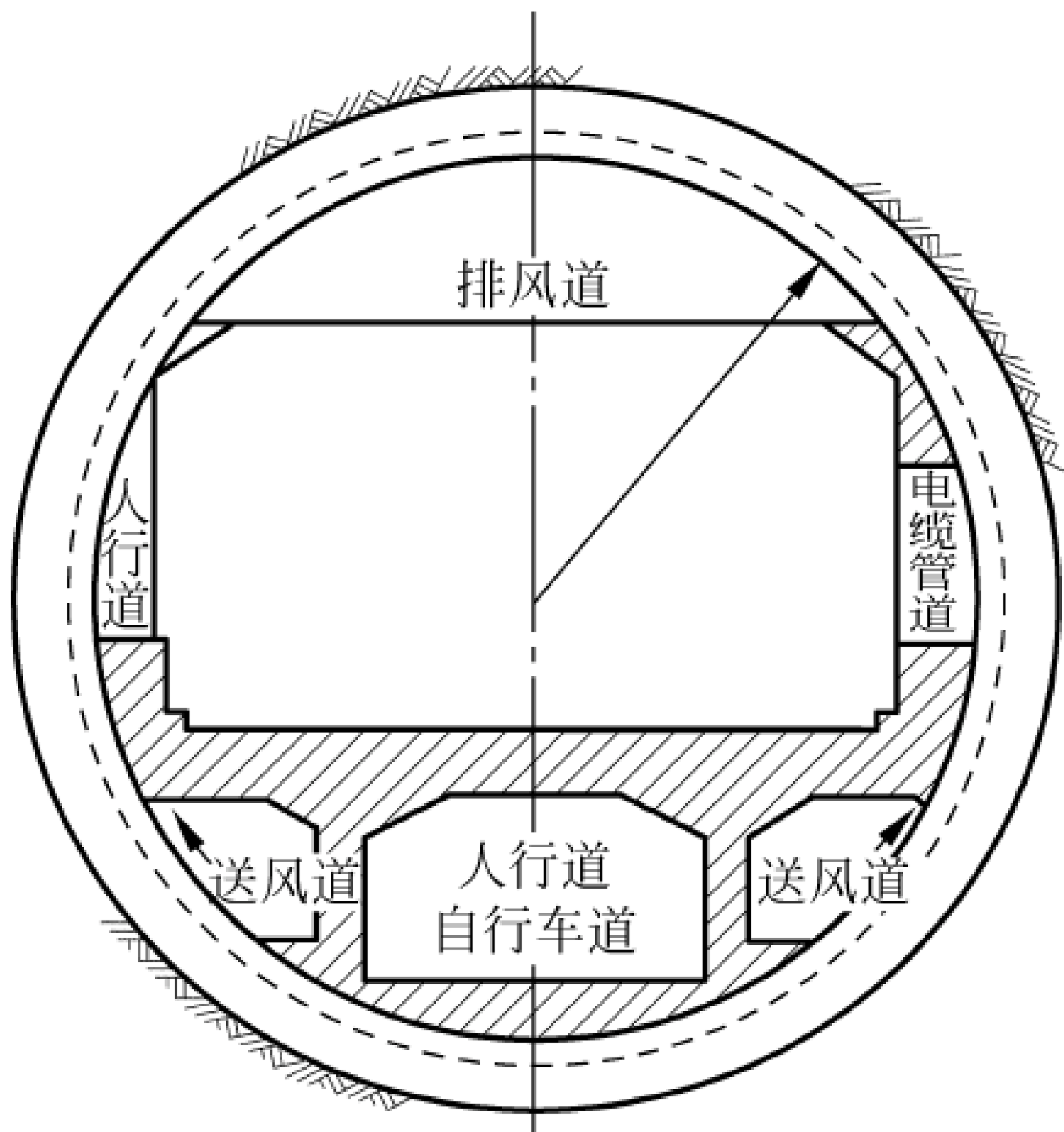


图 7-13 沉管隧道结构

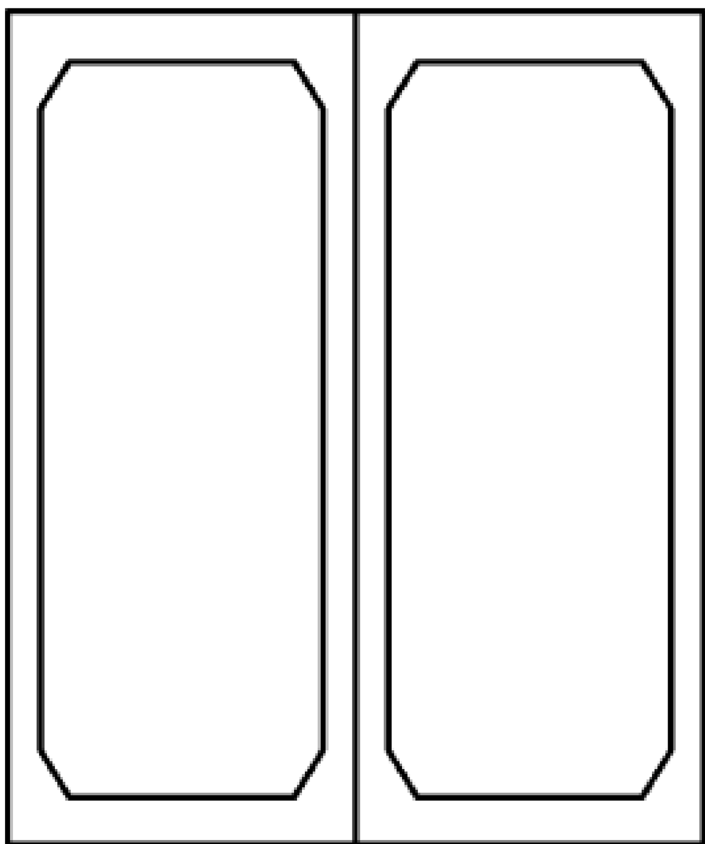


图 7-14 沉箱隧道结构

港珠澳大桥水底隧道，隧道深埋海底下 40 多米，全长 5664m，共 33 节沉管，每个标准管节 180m 长，高 11m，宽 33m。每节 180m 长的沉管又分成 8 个管段（图 7-15），每个管段长 22.5m，混凝土用量 $3400m^3$，一次浇筑完成。一个标准管节混凝土用量 2.7 万 m^3，质量约 7 万 t。耗时 3 年完成了水底管节拼装。

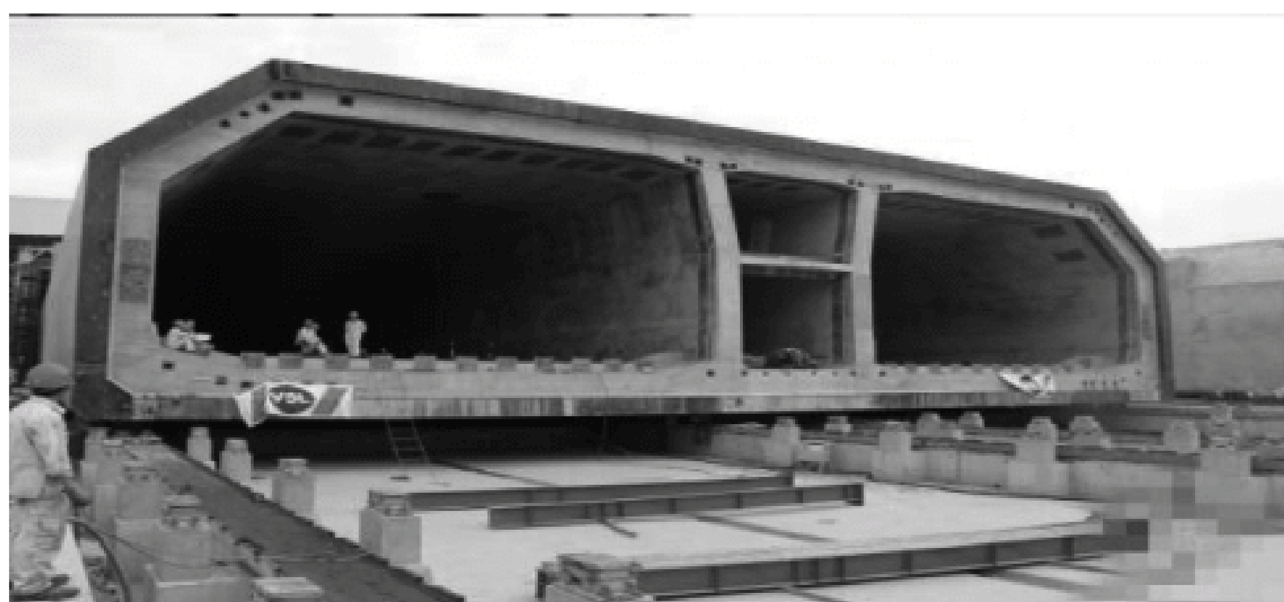


图 7-15 港珠澳水底沉箱断面

7.1.2 隧道洞门类型和构造

洞门是为了保证仰坡和边坡的稳定，并将仰坡流下的水引离隧道而在隧道洞口修筑的建筑物。它是隧道外露的唯一部分，在保障安全的同时，还应当进行洞口的美化。

为了保护岩体的稳定，使车辆不受崩塌、落石的威胁，确保行车安全，应该根据实际情况，选择合理的洞门形式。洞门的形式主要有端墙式洞门、翼墙式洞门、环框式洞门和削竹式洞门等类型。

1. 端墙式洞门

端墙式洞门俗称一字式洞门，适用于岩质稳定的Ⅰ～Ⅲ类围岩和地形开阔的地区，是最常使用的洞门形式。端墙式洞门用于地形开阔，岩层较为坚硬、完整，山体压力很小，开挖坡度为 1∶0.5～1∶0.3 的洞口地段，这种洞门只在隧道正面设置能抵抗山体纵向推力的端墙。它不仅起挡土墙的作用，而且能支承洞口正面上的仰坡，并将从仰坡流下来的地面水汇集到排水沟中。

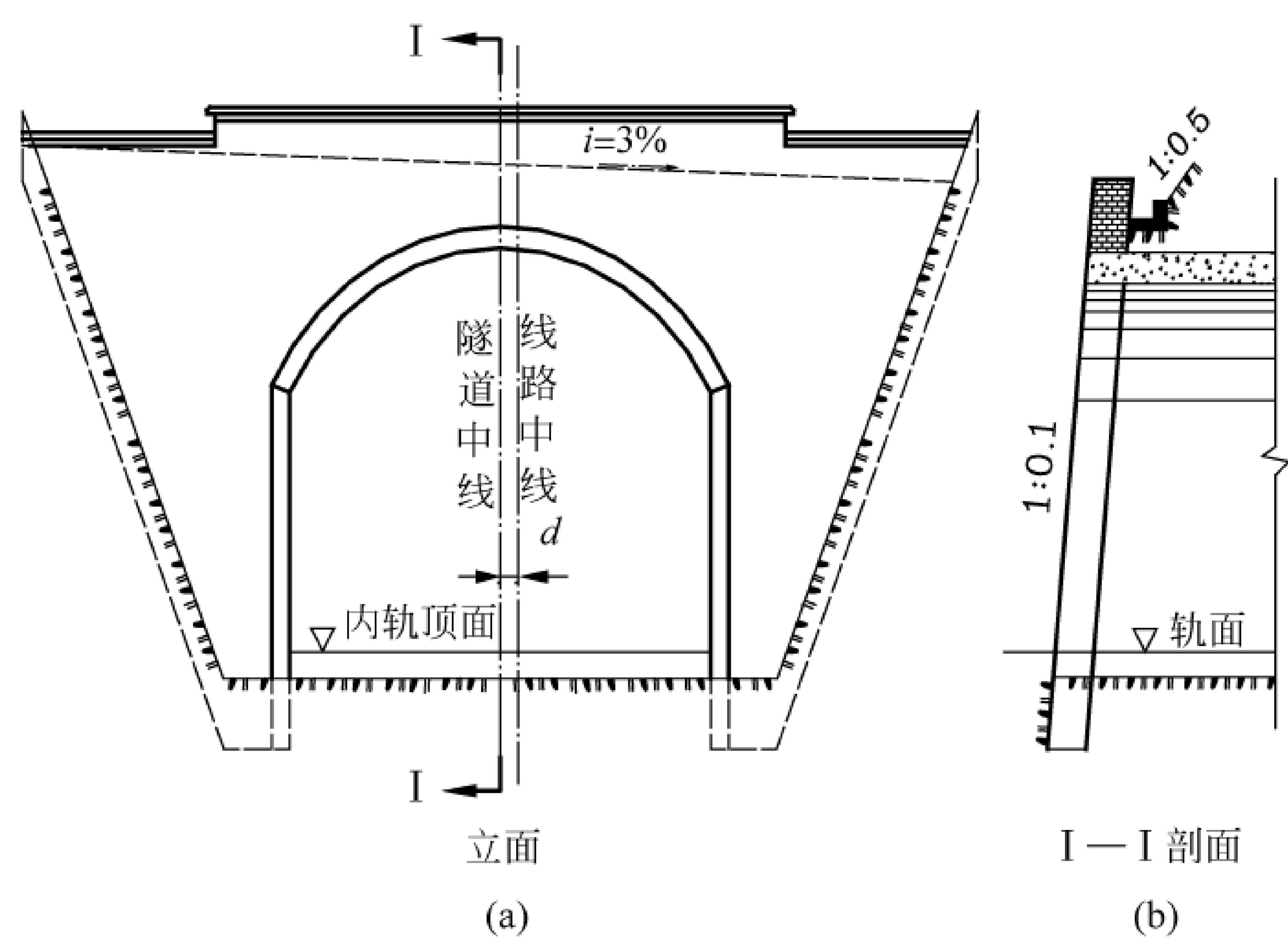
端墙的构造一般采用等厚的直墙。直墙圬工体积比其他形式都小，而且施工方便。墙身微向后倾斜，斜度约为 10∶1，这样可以受到较竖直墙小的土石压力，而且可提高端墙的抗倾覆稳定能力，如图 7-16 所示。

端墙式洞门端墙的构造有如下的要求。

（1）端墙的高度应使洞身衬砌的上方尚有 1m 以上的回填土，以减缓山坡滚石对衬砌的冲击。洞顶水沟深度不应小于 0.4m。为保证仰坡滚石不致跳跃超过洞门落到线路上，端墙应适当上延形成挡渣防护墙，其高度从仰坡坡脚算起，不应小于 0.5m，水平方向不宜小于 1.5m。端墙基础应设置在稳固的地基上，其深度视地质条件和冻害程度而定，一般应在 0.6～1.0m 之间。

（2）端墙厚度应按挡土墙的方法计算，但不应小于以下数值：浆砌片石 0.4m；片石混凝土 0.35m；混凝土、块石 0.3m；钢筋混凝土 0.2m。

（3）端墙宽度应与路堑横断面相适应。下底宽度应为路堑底宽加上两侧水沟及马道的宽度。上方则依边坡坡度按高度比例加宽，端墙两侧还要嵌入边坡以内约 30cm，以增加洞



(a) (b)



(c)

图 7-16 端墙式洞门

门的稳定性。

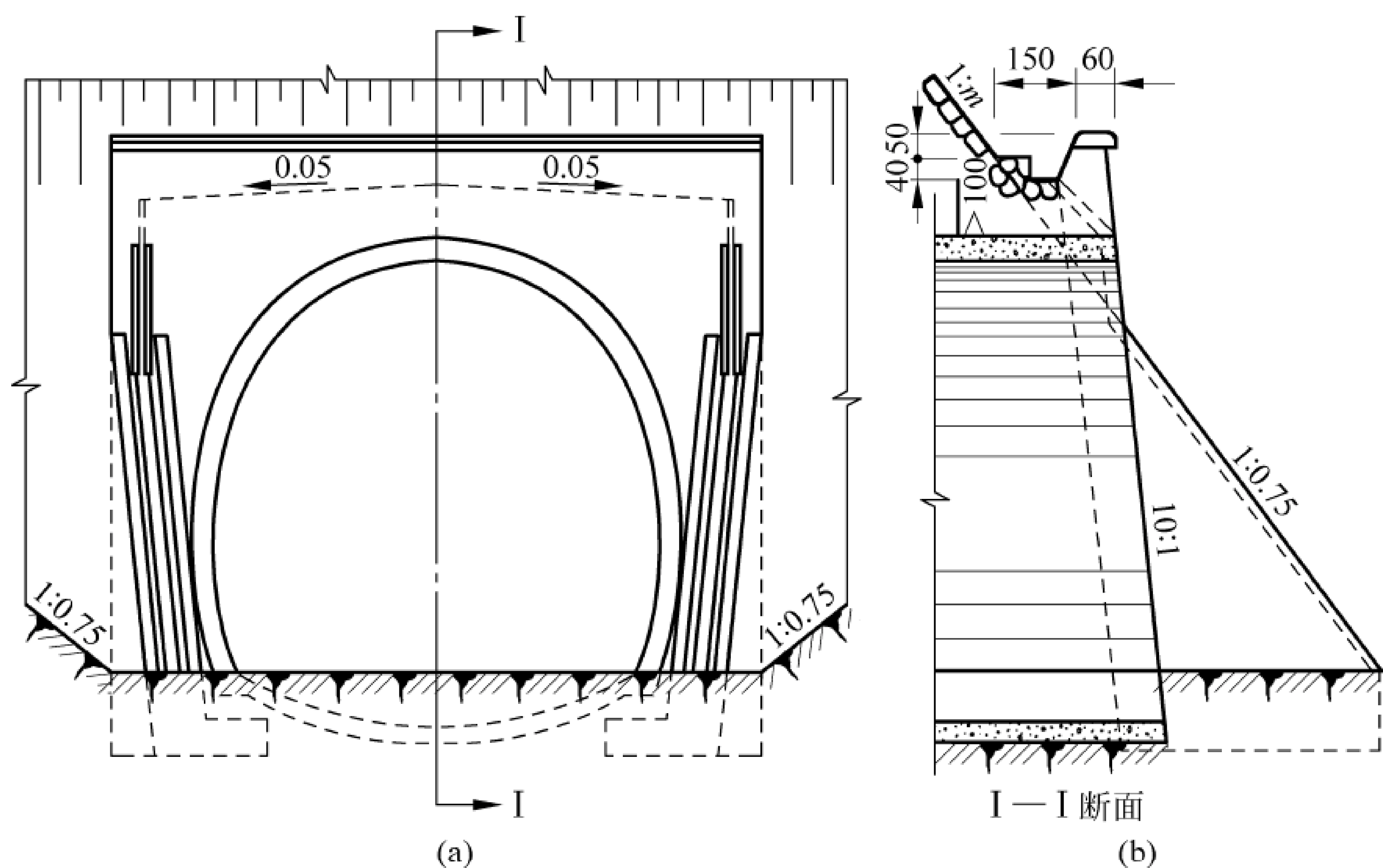
端墙式洞门具有结构简单、工程量小、施工简便的优点，在岩层较好时使用最为经济，也是最常见的一种洞门。其缺点是洞门顶排水条件较差，若横向山坡一侧较低时，宜开挖沟槽横向引排边坡水。

2. 翼墙式洞门

翼墙式洞门适用于地质较差的Ⅳ类及Ⅳ类以下围岩，以及需要开挖路堑的地方。当洞口地质较差，山体纵向推力较大时，可以在端墙式洞门基础上，增加单侧或双侧的翼墙，成为翼墙式洞门，俗称八字式洞门。翼墙起支承端墙及保持路堑边坡稳定的作用，同时对减少洞

口开挖高度和减小端墙宽度均有利。翼墙与端墙共同作用，抵抗山体纵向推力，增加洞门抗滑移和抗倾覆的能力。翼墙式洞门的正面端墙一般采用等厚的直墙，微向后方倾斜，斜度为10∶1。翼墙前面与端墙垂直，顶面斜度与仰坡坡度一致(顶面一般与仰坡的延长面一致)，墙顶上设流水凹槽，将洞顶上的水从凹槽引至路堑边沟内。翼墙基础应设在稳固的地基上，其埋深与端墙基础相同。

洞门顶上，端墙与仰坡坡脚之间的排水沟一般采用宽60cm、深40cm的槽形，沟底应有坡度不小于0.3%的排水坡。排水沟的形式视洞口的地形和洞门的构造形式而定，一般为单向顺坡排水，把水引到洞门一侧以外的低洼山体处，或引到路堑侧沟中。当地形不允许向一侧排水时，则可采用双向排水，把水引到端墙两侧，水从端墙后面沿预留的泄水孔流出墙外，俗称“龙嘴”或“吊沟”。也可以引到翼墙顶上，沿着倾斜的凹槽流入路堑边沟，如图7-17所示。



(a) (b)



(c)

图7-17 翼墙式洞门

3. 柱式洞门

柱式洞门是从端墙式洞门发展起来的，实际也是一种端墙形式的洞门。当岩层有较大主动侧压力时，如仍采用与端墙式洞门相同厚度的端墙，则过于安全，浪费圬工。为此，根据受力大小，设计成横向不等厚结构，最厚部位采用柱墩代替端墙，有利于洞口受力。柱式洞门适用于锅口地形较陡，地质条件较差，岩层有较大侧压力，仰坡有下滑可能性的地段，或洞口处地形狭窄，受地形或地质条件限制，设置翼墙无良好基础或不能设置翼墙的地段，这时可以在端墙中部设置两个断面较大的柱墩，以增加端墙的稳定性，如图 7-18 所示。此外，由于柱式洞门墙面有凸出线条，较为雄伟美观，所以在城市、风景区或有建筑艺术装饰要求的地区，宜采用柱式洞门。其缺点是工程量较翼墙式洞门大，造价较高，施工也较为复杂。



图 7-18　柱式洞门

4. 环框式洞门

环框式洞门，适用于洞口仰坡极为稳固，岩层坚硬，节理不发育，不易风化，地形陡峻而又无排水要求的地段，其结构像一个框形的洞门，是一种不负载的简单洞口环框，起加固洞口、减少雨后洞口水的作用，并对洞口作出简单的装饰。洞门框与洞口环节衬砌宜采用同一材料进行施工。

环框微向后倾，其倾斜度与顶上的仰坡一致。环框的宽度与洞口外观相匹配，一般不小于 30cm，突出仰坡坡面不少于 30cm，使仰坡上流下的水不致从洞口正面淌下，如图 7-19 所示。



图 7-19　环框式洞门

5. 削竹式洞门

该洞门因削竹而得名，适用于山体的推滑力不大，地形比较对称且不太陡峻，洞口段有较长的明洞衬砌，如图 7-20 所示。削竹式洞门是联系洞内衬砌与洞口外路堑的支护结构，可保证洞门附近边坡和仰坡的稳定。削竹式洞门在景观上能起到修饰周围景观的作用，真正做到洞门与周围生态环境有机结合。其特点是洞口边仰坡开挖量少，植被破坏小，采光好，可适用于各类围岩。



图 7-20　削竹式洞门

6. 其他洞门形式

(1) 喇叭口式洞口(图 7-21)。为减缓高速列车的空气动力学效应，高速铁路单线隧道一般设喇叭口洞口缓冲段，同时兼做隧道洞门。

(2) 台阶式洞门(图 7-22)。当洞门位于傍山侧坡地区，洞门一侧边仰坡较高时，为了提高靠山侧仰坡起坡点，减少仰坡高度，将端墙顶部改为逐渐升高的台阶形式，以适应地形的特点，减少洞门圬工及仰坡开挖数量，也能起到美化洞门的作用。



图 7-21　喇叭口式洞门



图 7-22　台阶式洞门

7.1.3 明洞

用明挖法修筑而成的隧道称为明洞(图 7-23)，适用于隧道埋深较浅，上覆岩(土)体较

薄，难采用暗挖法的地段，或者在隧道的进出口处为减少边仰坡开挖保护环境地段，以及铁路、公路、河渠必须在线路上方通过和洞口有落石、泥石流或塌方危险危及行车安全的地区。



图 7-23 明洞

1. 明洞类型和特点

明洞的结构形式应根据地形、地质、经济、运营安全及施工难易等条件进行选择，采用最多的是拱形明洞和棚式明洞。

1）拱形明洞

拱形明洞整体性好，能承受较大的地层垂直压力和侧压力。拱式明洞由拱圈、边墙和仰拱（或铺底）组成，分为路堑式对称型、路堑式偏压型、半路堑式偏压型、半路堑式单压型，如图 7-24～图 7-27 所示。

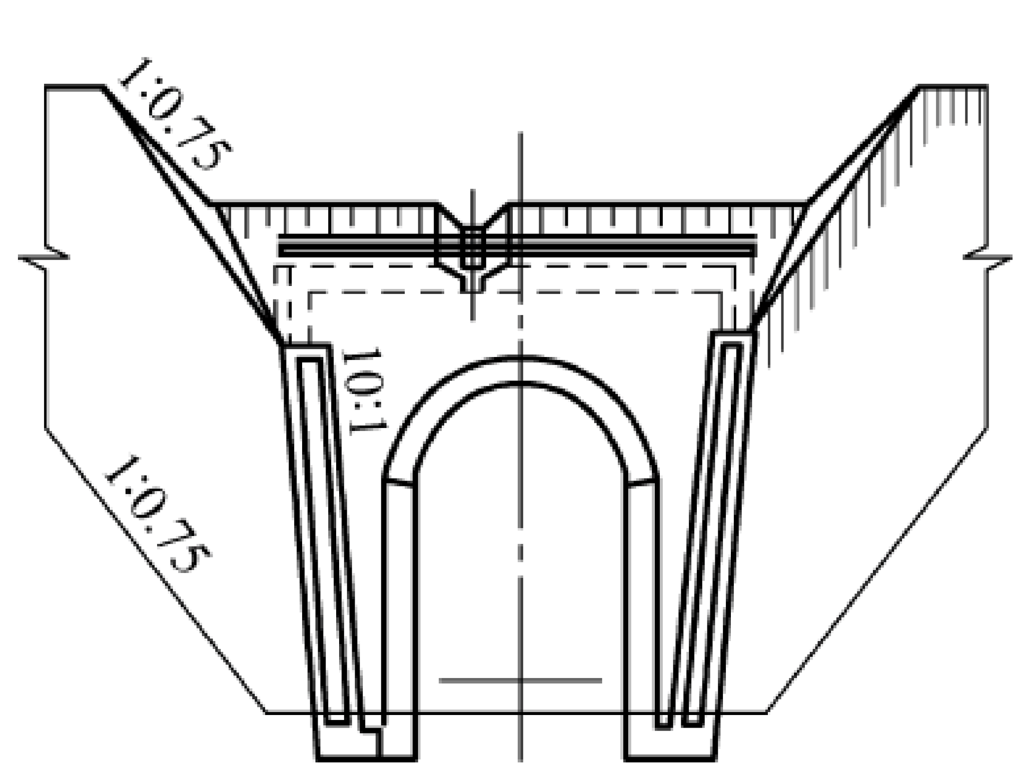


图 7-24 路堑式对称型明洞

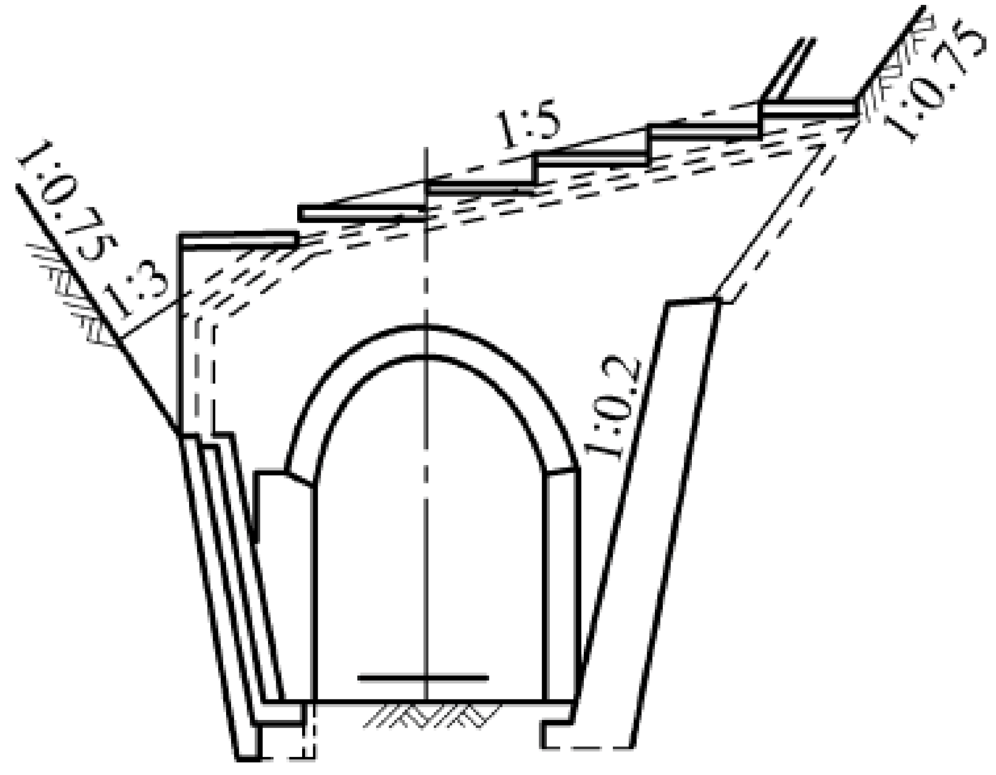


图 7-25 路堑式偏压型明洞

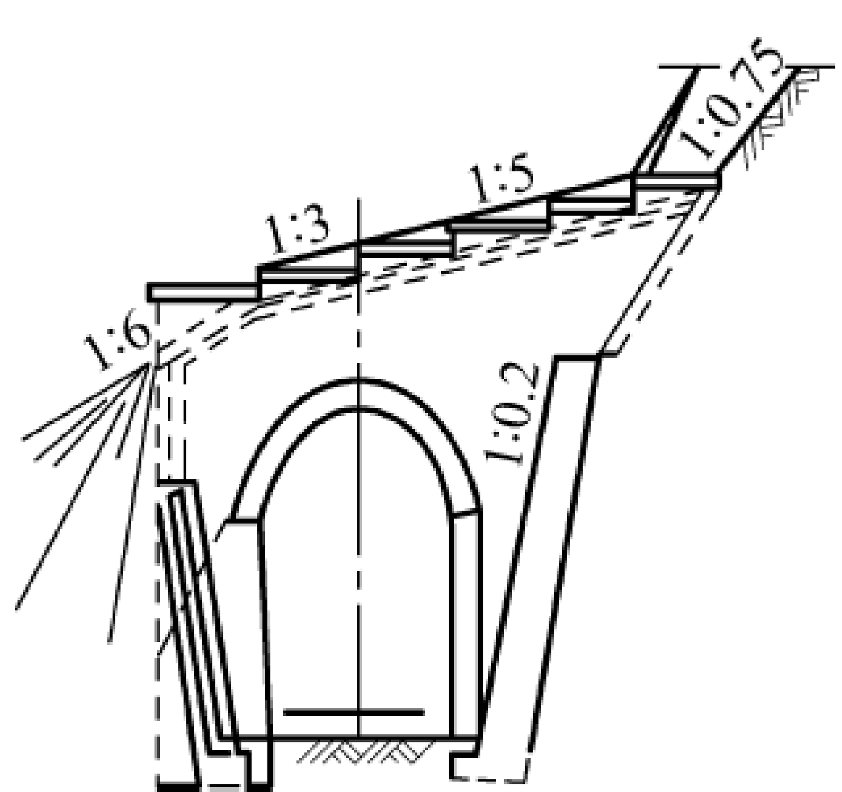


图 7-26 半路堑式偏压型明洞

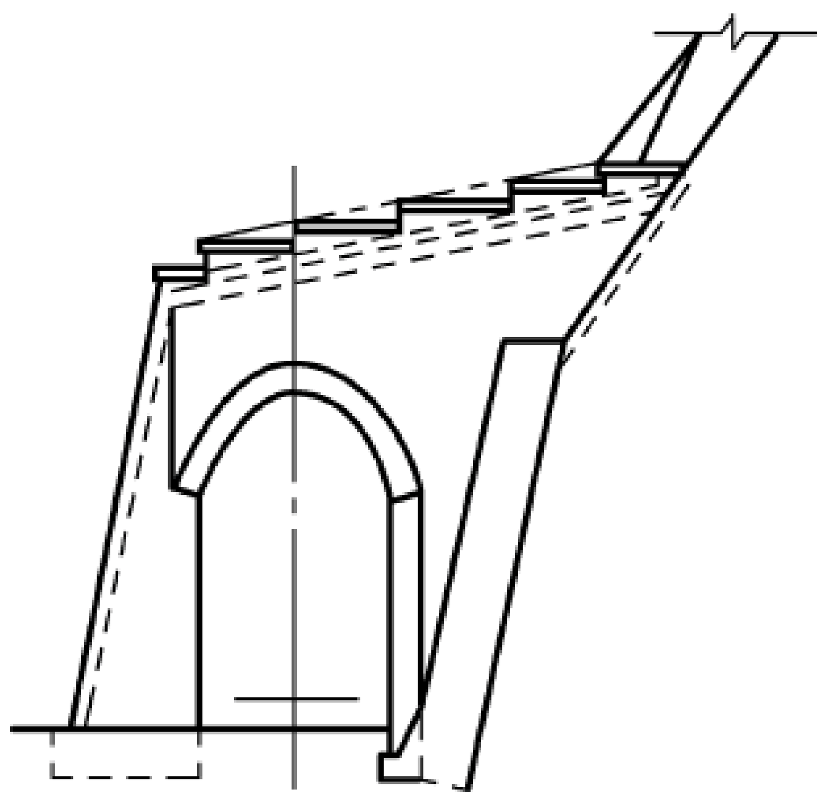


图 7-27 半路堑式单压型明洞

2）棚式明洞

有些傍山隧道，地形的自然横坡比较大，外侧没有足够的场地设置外墙及基础，为确保隧道结构安全，这时可考虑采用棚式明洞。棚式明洞主要有三种形式。

（1）盖板式明洞：由内墙、外墙及钢筋混凝土盖板组成的简支结构。其顶回填土石，以保护盖板不受山体落石的冲击，如图7-28所示。

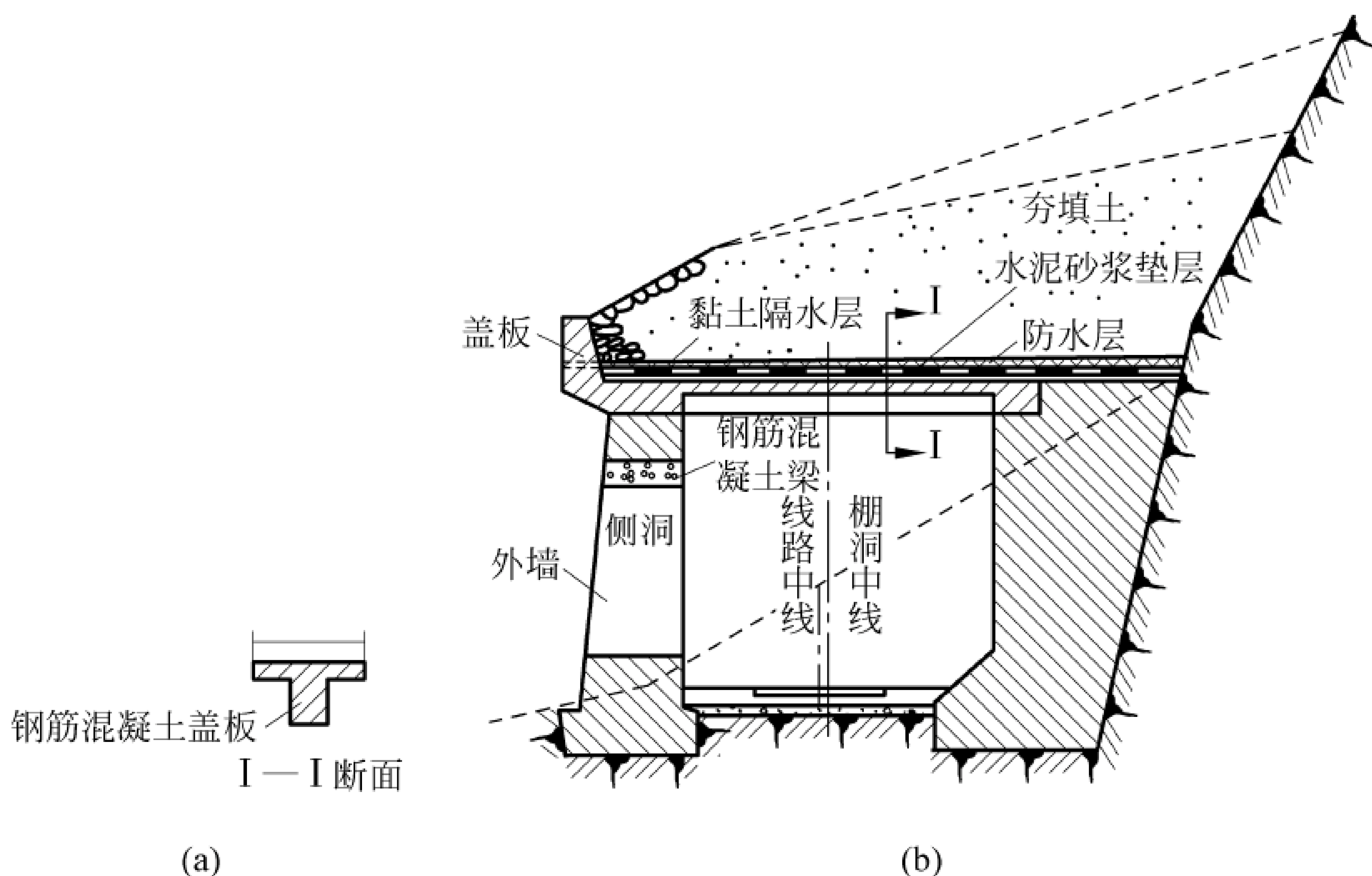


图7-28 盖板式洞门

（2）刚架式明洞：当地形狭窄，山坡陡峻，基岩埋置较深而上部地基稳定性差时，为了使基础置于基岩上，且为减小基础工程，可采用刚架式外墙，即为刚架式明洞。其构造主要由外侧刚架、内侧重力式墩台结构、横顶梁、底横撑及钢筋混凝土盖板组成，如图7-29所示。

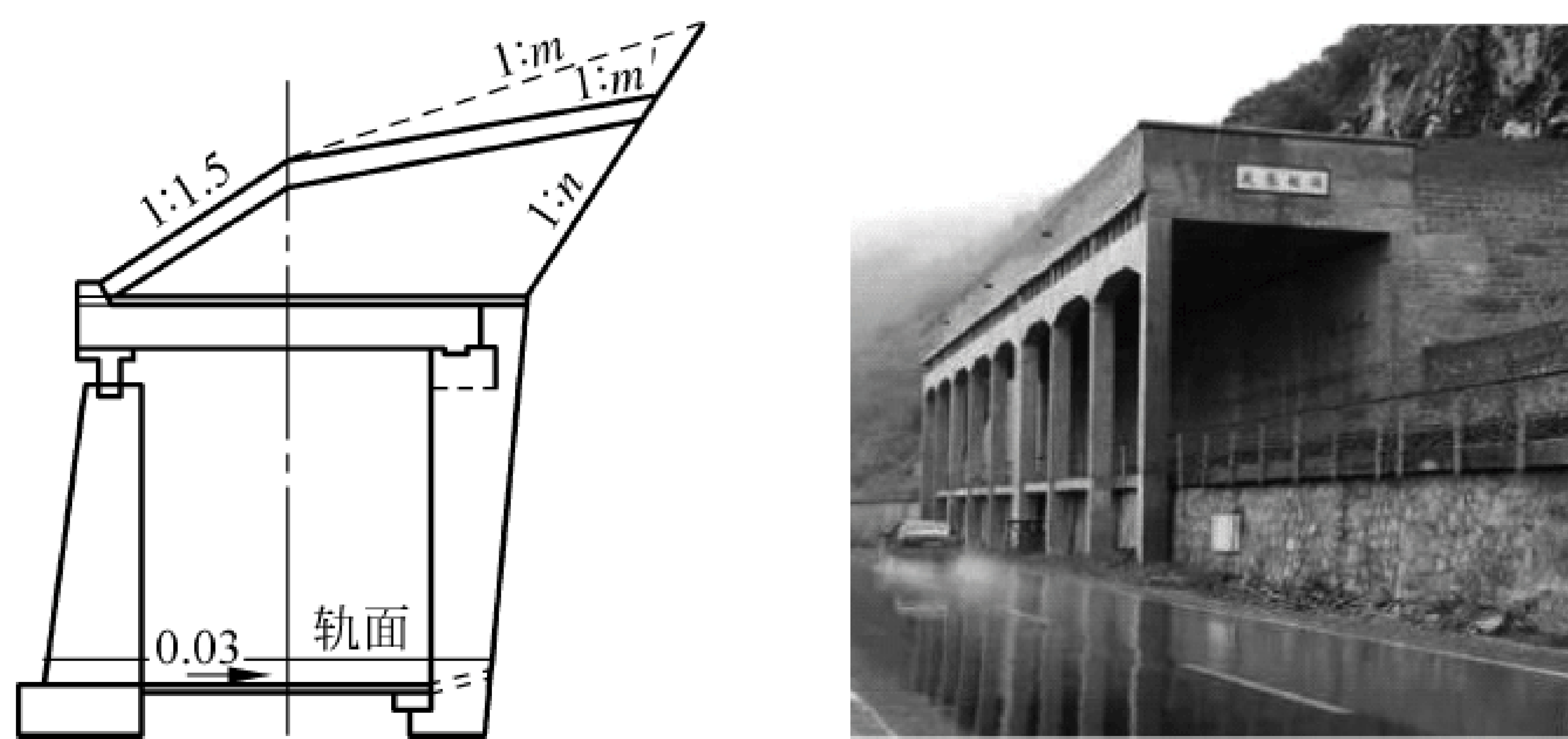


图7-29 刚架式洞门

（3）悬臂式棚洞：对于稳定而陡峻的山坡，外侧地形难以满足一般棚洞的地基要求，且落石不太严重的情况，可修建悬臂式棚洞。悬臂式棚洞由重力式内墙、悬臂横梁、盖板及内端平衡重组成，如图7-30所示。但在地震动峰值加速度为0.1g以上的地震区，不宜采用悬臂式棚洞。

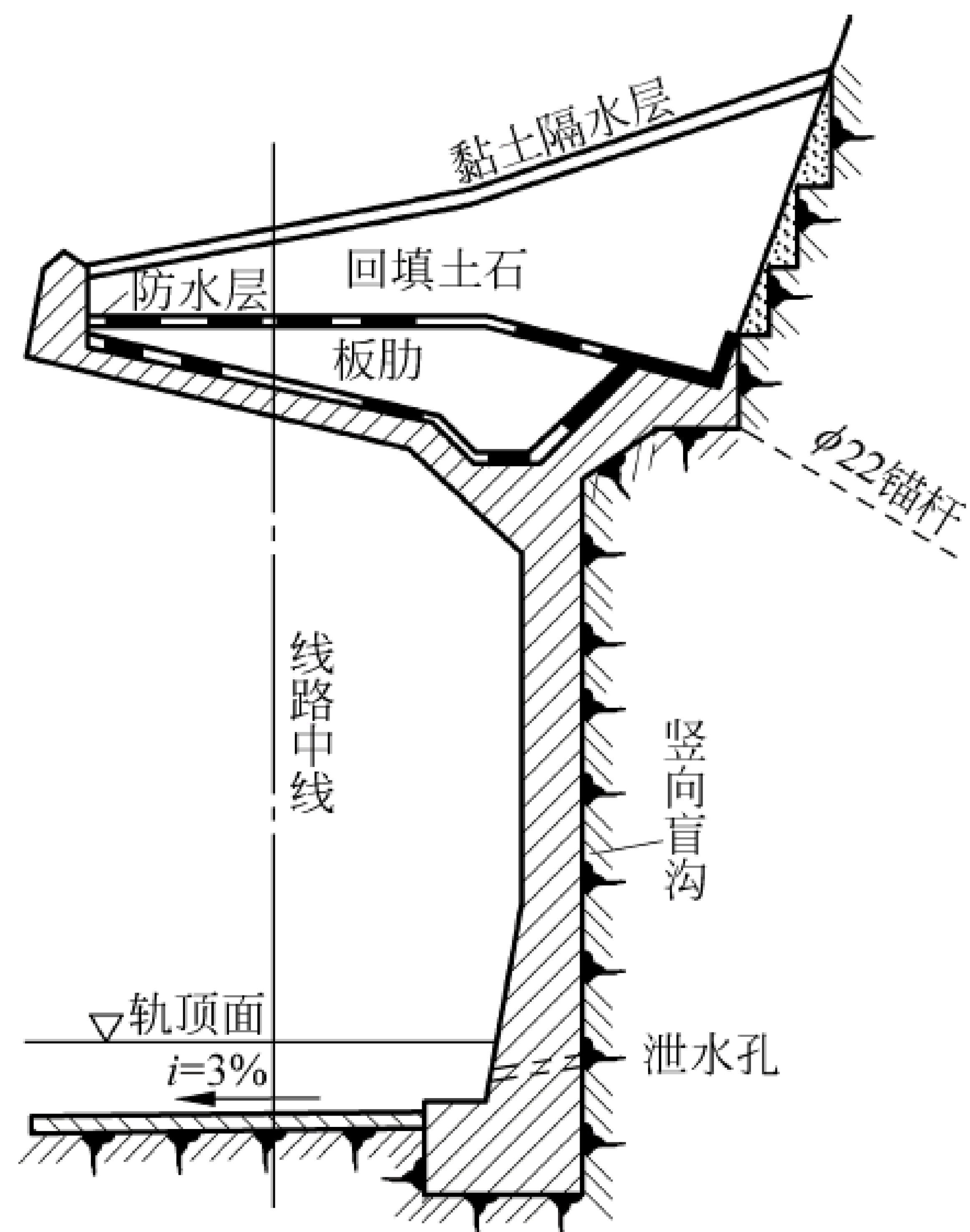


图 7-30　悬臂式洞门

2. 明洞构造

1）明洞基础

拱形明洞基础应置于稳固的地基上。当基岩埋深较浅时，基础可设置于基岩上；当基础位于软弱地基上时，基础可采用仰拱、整体式钢筋混凝土基础、桩基或加深基础等结构。拱形明洞基础一般采用直墙式。棚式明洞应位于稳定地基上，外墙基础趾部应有一定的嵌入深度，且保证一定的护基宽度，表 7-1 给出了《公路隧道设计细则》（JTG/T D70—2010）和《铁路隧道设计规范》（TB 10003—2016）的要求。当地基坚硬完整时，基础可做成台阶状。

表 7-1　明洞墙嵌入深度　　m

地　　层	公路隧道		铁路隧道	示　意　图
	埋深 h	水平距离 L	水平距离 L	
较完整的硬质岩层	0.5	≥1.0	0.5	
一般硬质岩层	0.8	≥1.5	1.0	
松软岩层	1.0	≥2.0	>1.5	
土层	≥1.0	≥3.0	—	

2）明洞填土

明洞顶设计填土厚度，应根据山坡病害的情况、明洞顶可能出现的坍塌量和明洞所承受的荷载来确定。当边坡有病害，未来可能发生较大的坍塌，而该隧道又处于地震烈度 8 度以上地区时，地震会增加坍塌的数量，应酌情增加填土厚度，明洞顶回填土的厚度和坡度应根

据明洞的用途和要求确定。为防御一般的落石、崩塌而设的明洞,《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)要求拱背填士的厚度不宜小于2.0m,公路隧道设计要求拱背填土厚度不宜小于1.5m;填土坡度公路和铁路隧道要求相同,即不宜小于2%,一般落石塌方地段按1∶5～1∶1.5设置坡度,大量塌方、落石或泥石流地段按1∶3～1∶1.5设置坡度,山坡有严重的危石、崩塌威胁时,应予以清除或加固处理。

3）明洞衬砌

拱形明洞一般采用整体式钢筋混凝土结构,拱圈采用等截面或变截面形式,拱脚厚度可采用拱顶厚度的1.0～1.5倍。

棚式明洞结构组成中,盖板的形式通常有T形、Π形或空心板等,一般多采用T形和空心板形截面构件。内边墙多采用重力式挡土墙,有时也采用锚杆式边墙。外边墙结构有墙式、柱式及刚架式等类型,具体选用时,应根据落石、塌方和地质情况确定。

7.2 附属建筑物

7.2.1 轨道结构

轨道结构是铁路和地铁特有的一种技术装备,是列车行驶的基础,属于线路的上部结构,分有砟轨道和无砟轨道两种形式。有砟轨道是指轨下基础为石质散粒道床的轨道,通常也称为碎石道床轨道。它具有弹性良好、价格低廉、更换与维修方便、吸噪特性好等优点,缺点是线路平面几何形状不易保持,使用寿命短,养护维修工作量大等。无砟轨道是指采用混凝土、沥青混合料等整体基础取代散粒碎石道床的轨道结构。与有砟轨道相比,无砟轨道避免了飞溅道砟,平顺性好,稳定性好,使用寿命长,耐久性好,维修工作少,特别适合于设计速度为200km/h以上的高速铁路。

长度1000m及以上铁路隧道和地铁,特别是高速铁路隧道一般采用无砟轨道的形式。地铁要求无砟轨道设计使用年限不少于100年,铁路无砟轨道设计使用年限为60年。无砟轨道结构由钢轨、轨枕、扣件、道床、道岔等部分组成。钢轨直接承受由机车车辆传来的巨大动力,并传向轨枕;轨枕承受钢轨传来的竖向垂直力、横向和纵向水平力后,再将其分布于道床,并保持钢轨正常的几何位置;轮轨间的各种作用力通过轨枕和扣件的隔振、减振和衰减后传递给道床,并将作用力扩散传递于路基。

1. 钢轨

我国钢轨按每米质量大致分为75kg/m、60kg/m、50kg/m、43kg/m和38kg/m等类型。地铁正线和配线多采用60kg/m钢轨,车场线可采用50kg/m钢轨。高速铁路、城际铁路和客货共线Ⅰ级铁路隧道采用60kg/m钢轨;客货共线Ⅱ级铁路正线可采用60kg/m或50kg/m钢轨;重载铁路正线可采用60kg/m及以上钢轨。

钢轨标准长度有100m、75m、25m和12.5m。无缝线路60kg/m钢轨一般选用100m长钢轨,有缝线路多选用25m钢轨。有缝线路接头形式如图7-31所示。无缝钢轨的焊接方法有4种:电弧焊法、接触焊法、气压焊法和铝热焊法。其中,铝热焊法已被国内外认为是一种具有高效率的理想快速焊接方法,是我国无缝线路连接焊头的常用焊接方法

(图 7-32)。

钢轨的断面采用具有最佳抗弯性能的工字形断面,由轨头、轨腰以及轨底三部分组成,如图 7-33 所示。为使钢轨更好地承受荷载,保证必要强度条件,钢轨应有足够的高度,其头部和底部应有足够的面积和高度,腰部和底部不宜太薄。



图 7-31 有缝钢轨接长方式



图 7-32 无缝钢轨现场焊接

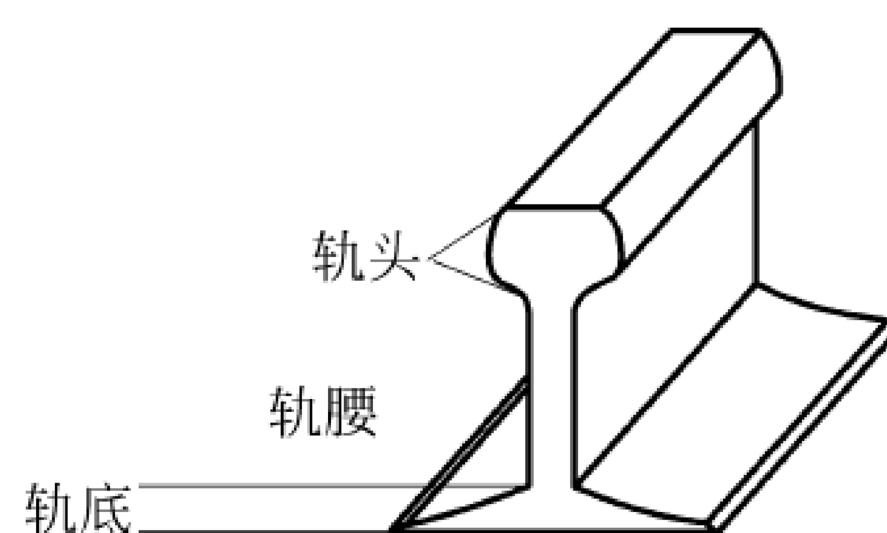


图 7-33 钢轨断面示意图

2. 扣件

钢轨扣件就是轨道上用以连接钢轨和轨枕(或其他类型轨下基础)的零件,又称中间连接零件。其作用是将钢轨固定在轨枕上,保持轨距和阻止钢轨相对于轨枕的纵横向移动(图 7-34)。

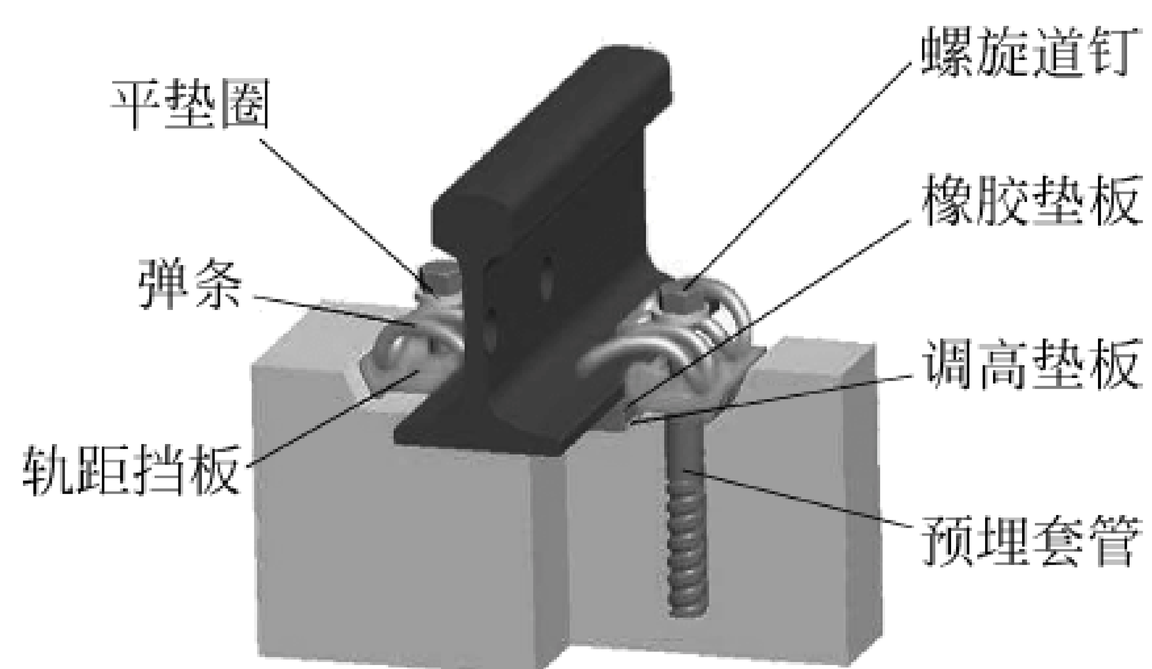


图 7-34 扣件组成及其连接示意图

扣件类型按不同分类可有不同的形式，按照扣件与钢轨、轨枕连接的形式分为不分开式、半分开式和分开式三种；按照扣件弹性分为弹性扣件和半弹性扣件。目前地铁隧道内一般选择弹性分开式扣件，且绝缘部件工作电阻应大于 $10^8\Omega$。铁路隧道扣件类型见表 7-2。

表 7-2 铁路隧道无砟轨道扣件类型

铁路等级	无砟轨道结构类型	采用扣件类型
高速铁路	CRTS 双块式	WJ-7B、WJ-8B
	CRTSⅠ型板式	WJ-7B
	CRTSⅡ型板式	WJ-8
	CRTSⅢ型板式	WJ-8B
城际铁路	CRTS 双块式	WJ-7B、WJ-8B
	CRTSⅠ型板式	WJ-7B
	CRTSⅢ型板式	WJ-8B
	弹性支承块式	弹性扣件
客货共线铁路重载铁路	CRTS 双块式	WJ-7A、WJ-8A
	弹性支承块式	弹条Ⅶ型扣件 预埋铁座式扣件
	长枕埋入式	WJ-13 型扣件(客货共线) WJ-12 型扣件(重载)

3. 轨枕和道床

目前，铁路隧道和地铁隧道内的线路构造大多采用整体道床无砟轨道。为减少养护维修工作量，保证轨道结构的整体强度和稳定性，整体式道床在铁路隧道和地铁中的应用越来越广泛。整体式道床分为有枕式和无枕式两种形式。有枕式整体道床根据轨枕长度又分为短枕式和长枕式。短枕式道床是指每根钢轨下均有一个轨枕块的轨道结构。长枕式道床是指两个钢轨下只有一根轨枕的轨道结构。无枕式整体道床为整体现浇的道床结构。有枕式道床的轨枕在正线上一般采用混凝土轨枕，道岔和车场线路可采用异形混凝土轨枕或木枕。每千米线路铺设轨枕的数量在 1560～1840 根之间。目前地铁多采用有枕式道床，且多为短枕式整体道床，图 7-35 为杭州地铁的轨道和道床结构构造。

4. 道岔

道岔是使机车车辆从一股轨道转入另一股轨道的线路连接设备(图 7-36)，由转辙器、辙叉、护轨和连接部分组成。

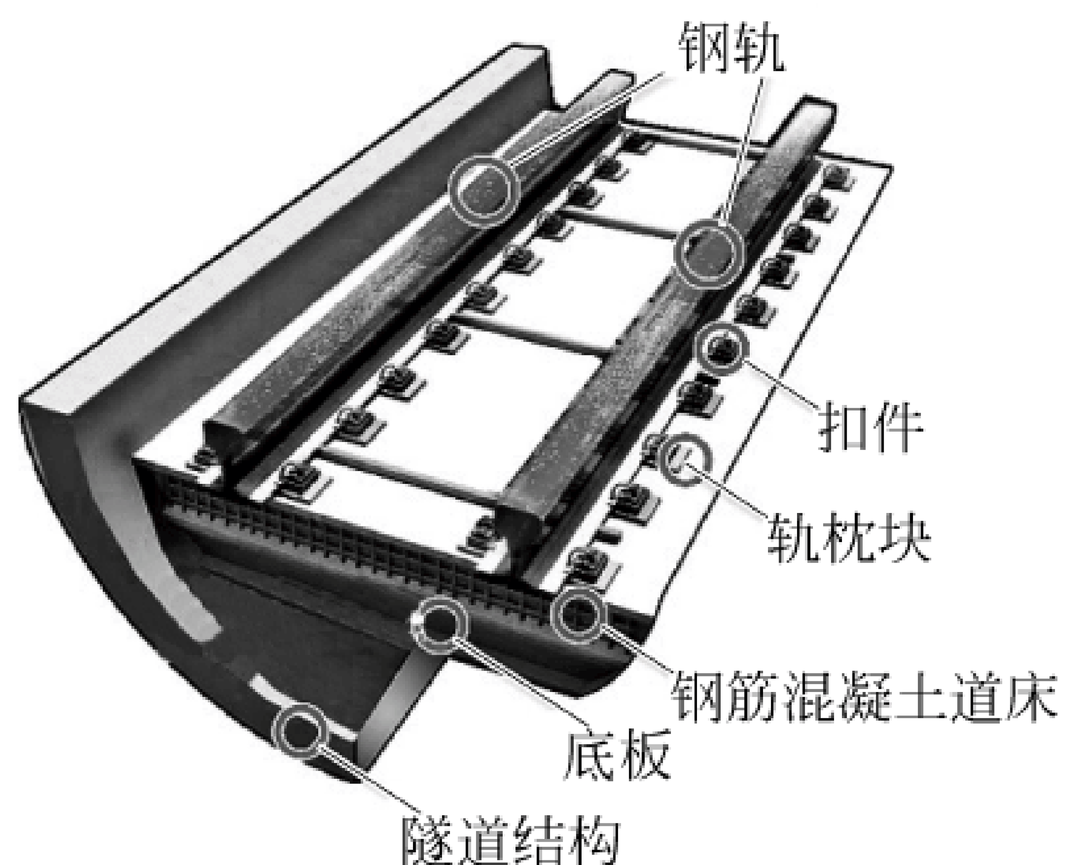


图 7-35 轨道结构及道床组成示意图



图 7-36 道岔图

7.2.2 路基和路面结构

公路隧道路面设计应依据道路等级、交通量、路基承载能力、环境条件、材料供应、气候条件、施工条件、全寿命周期费用分析和资金筹措等因素，综合选择路面类型、路面结构层次和厚度。

1. 路基构造要求

当公路隧道衬砌设置仰拱时，仰拱的填充材料应采用混凝土或片石混凝土，其强度等级不得低于C10；不设仰拱的隧道，其路基应置于稳定的石质地基上。隧道内基层应根据道路等级，满足刚度、抗冲刷能力和耐久性要求，其厚度应满足表7-3中的规定。

表7-3　公路隧道基层类型及厚度范围　　mm

交通等级	基层类型	厚度范围
特重交通	素混凝土、碾压混凝土	120～200
重交通	水泥稳定隧道	150～200
中等或轻交通	半刚性稳定材料或级配碎石	150～200

2. 路面构造要求

不设仰拱的隧道路面结构宜设整平层、基层和面层；设仰拱的隧道路面可只设基层和面层。

各等级公路隧道均可采用水泥混凝土路面，但应采取措施提高其抗滑和降噪性能。当设计速度大于80km/h时，宜采用由沥青混凝土上面层与水泥混凝土下面层组成的复合式路面。常用隧道路面面层类型及适用条件见表7-4。

表7-4　公路隧道路面面层类型及适用条件

水泥混凝土路面	复合式路面	适用条件
横缝设传力杆的普通混凝土 连续配筋混凝土 钢纤维混凝土	沥青混合料上面层＋连续配筋混凝土， 沥青混合料上面层＋横缝设传力杆的普通混凝土	高速公路、一级公路
钢纤维混凝土 连续配筋混凝土	沥青混合料上面层＋连续配筋混凝土， 沥青混合料上面层＋横缝设传力杆的普通混凝土	特重交通的高速公路
普通混凝土 碾压混凝土	沥青混合料上面层＋普通混凝土 沥青混合料上面层＋碾压混凝土	二级及以下公路

7.2.3 防排水设施

地下工程的水问题不仅是影响隧道正常施工的主要因素之一，也是影响隧道正常运营的重要因素之一。在施工期间，地下水不仅降低围岩的稳定性(尤其是对软弱破碎围岩影响更为严重)，增加开挖难度，且增加了支护的难度和费用。在运营期间，地下水常从混凝土衬

砌的施工缝、变形缝(伸缩缝和沉降缝)、裂缝甚至混凝土孔隙等通道渗漏进隧道中,造成洞内通信、供电、照明等设备处于潮湿环境而锈蚀;使路面积水或结冰,危及行车安全。

为避免和减少水的危害,我国隧道工作者已总结出“防、排、截、堵相结合”的综合治水原则。

完善的隧道防排水设计是搞好隧道防排水工程的前提。隧道的防排水体系具有圈层构造,可用“一堵两排两防”来概括,即一圈围岩注浆堵水,喷射混凝土与防水层间、防水层与衬砌间两圈排水,专用防水层和衬砌混凝土两层防水。

1. 防水措施

地铁、铁路隧道和公路隧道防水应以混凝土结构自防水和防水板防水为主,施工缝、变形缝为防水重点,辅以围岩注浆防水和防水层加强防水等措施,形成综合防水体系。

1) 围岩注浆堵水

注浆是将注浆材料按一定的配比制成的浆液,通过一定的方式压入隧道围岩或衬砌壁后的空隙中,经凝结、硬化后起到堵水和加固围岩作用的一种施工方法。围岩注浆堵水可封堵地层中的渗水裂隙,减少围岩流向隧道的渗水。可保持作业面“干施工”,利于隧道运营。它既可在隧道开挖前从地表钻孔实施,也可在隧道开挖后通过径向或超前向围岩钻孔注浆完成。

注浆材料应根据堵水要求、加固要求以及是否作为永久性支护结构等因素,并从无毒性、无污染这一角度综合考虑进行选择。目前国内外常用的注浆材料可基本分为水泥基浆液和非水泥基浆液。水泥基浆液是指以水泥为基本主要材料所配制的浆液。常用的有普通水泥单液浆、超细水泥单液浆以及特制硫铝酸盐水泥浆等。非水泥基浆液是指水泥基浆液以外的其他注浆材料,如改性水玻璃、环氧树脂等。隧道所用的注浆材料应满足耐久性和环保的要求,水泥基浆材具有耐久性好、无毒无污染等优点,因此注浆材料一般以水泥基浆材为主。

(1) 普通水泥单液浆。普通水泥中按比例加入一定量的水及相应的外加剂经搅拌而成的浆液称为普通水泥单液浆,其特点是结石体具有较高的抗压、抗剪强度,能有效地提高地层的承载能力,且抗渗性能好,材料来源丰富,价格低廉,注浆工艺相对简单;但由于其颗粒粒径大,在致密的黏土和砂层及微小裂隙条件下渗透困难,而且其凝胶时间不易调节,注浆过程中浆液易流失,因此其应用受到一定的限制。

(2) 超细水泥单液浆。超细水泥是指水泥中的最大颗粒不超过20μm,经过特殊磨细加工的水泥,能渗入细砂层和岩石的细小裂隙中。超细水泥浆液性能稳定,其析水性、流动性都比普通水泥有显著改善,浆液结石体具有较高的强度和耐久性。

(3) 普通水泥-水玻璃双液浆。普通水泥-水玻璃双液浆具有材料来源广、价格适中、凝胶时间可控等优点,但由于其胶结体后期强度低,耐久性差,受水长期浸泡容易分解,不适合长期堵水和加固围岩。

2) 防水混凝土

隧道混凝土的防水等级(即抗渗等级,是以28d龄期的标准试件,按标准试验方法进行试验时所能承受的最大水压力来确定,如最大水压力是0.8MPa,则以P8表示)要求如下:公路隧道要求不低于P6,寒冷有冻害地区不低于P8;铁路隧道要求不得低于P8,有冻害地

区不低于P10；地铁要求见表7-5。

表7-5 地铁防水混凝土的抗渗等级

结构埋深/m	设计抗渗等级	
	现浇混凝土结构	装配式钢筋混凝土结构
$h<20$	P8	P10
$20\leqslant h<30$	P10	P10
$30\leqslant h<40$	P12	P12

(1) 公路隧道要求纵、横、环向所有排水系统应排水通畅，路面不容许积水。

(2) 铁路隧道的防水等级应根据工程的重要性、使用功能、运营安全保障等要求来定，结构防水要求如下。

一级防水部位：有客运作业或装修要求的车站隧道拱墙；高速铁路隧道拱墙；隧道抗冻设防段衬砌；隧道内供人员长期工作的洞室；因少量湿渍而影响设备正常运转、危及运营安全的设备洞室；因少量湿渍使储存物质变质、失效的储物洞室；

二级防水部位：电气化铁路隧道拱墙；内燃牵引铁路隧道拱墙；隧底结构；有人员经常活动的场所；安装一般电气设备的洞室、置放无防潮要求器材物料的洞室；辅助坑道内安装电动防火门、风机及其控制设备的段落；

三级防水部位：运营期间作为防灾救援通道、检修通道、通风排烟通道的辅助坑道；人员临时活动场所；安装非电气设备的洞室；

四级防水部位：对渗漏水量无严格要求的坑道、施工用临时洞室。

防水等级标准见表7-6。

表7-6 铁路隧道防水等级标准

防水等级	标　　准
一级	不允许漏水，结构内缘表面无湿渍
二级	不允许漏水，结构内缘表面可有少量渗水形成的湿渍或水膜；总湿渍面积不大于总防水面积的2‰；任意100m² 防水面积上的渗水不超过3处，其单个形成的湿渍或水膜面积不大于0.2m²；平均渗入水量不大于0.05L/(m²·d)，任意100m² 防水面积上的渗入水量不大于0.15L/(m²·d)
三级	有少量漏水点，不得有线流和漏泥沙，安装设备的孔眼不渗水；任意100m² 防水面积上的漏水点、渗水形成的水膜或湿渍不超过7处；单个湿渍或水膜面积不大于0.3m²，单点漏水量不得大于2.5L/d
四级	有漏水点，不得漏泥沙

(3) 地铁防水要求：地下车站、人行通道和机电设备集中区段的防水等级应为一级，不得渗水，结构表面无湿渍；区间隧道及连接通道等附属结构防水等级为二级，顶部不得滴漏，其他部位不得漏水。结构表面可有少量湿渍，其要求与铁路隧道二级防水要求相同。

2. 截水措施

主要措施如下：在地表水上游设截水导流沟；地下水上游设泄水洞或洞外井点降水。

3. 堵水措施

常用以下措施进行堵水，如喷射混凝土堵水、塑料板堵水、混凝土衬砌堵水等。当水量大、压力大时，则可采取注浆堵水，注浆既可以堵水，也可以起加固围岩的作用。

4. 排水措施

1）支护结构内排水措施

支护结构内排水措施主要包括环向排水盲管、纵向排水管、横向排水管和中央排水管。

（1）环向排水盲管的作用是在岩面与初期支护喷射混凝土之间、初期支护喷射混凝土与防水板之间提供过水通道，并使之下渗汇集到纵向排水管。设置环向排水管会使地下水施工渗漏情况具有较大的灵活性。

当围岩渗水严重时，岩面与初期支护喷射混凝土之间、初期支护喷射混凝土与防水板之间都应当设置环向排水盲管。渗水较少时，只在初期支护喷射混凝土与防水板间设置环向排水盲管，如果没有渗水或渗水极少，则可以不设环向排水盲管。

当围岩渗水严重时，环向排水盲管的纵向间距小；渗水量少时，应加大纵向间距。

目前，工程上使用的环向排水盲管通常为涂塑弹簧外裹玻璃纤维布或塑料布构成，称为弹簧排水管，直径5～8cm（图7-37）。检查弹簧管质量时，首先检查玻璃纤维布或塑料布是否套紧。其次检查弹簧涂塑层是否均匀，涂层有无老化。然后用卡尺测量弹簧管的直径，检查是否与设计尺寸一致。最后从轴向和横向用力压弹簧管，观察其是否有较大的塑性变形，孔径是否有异常变化。

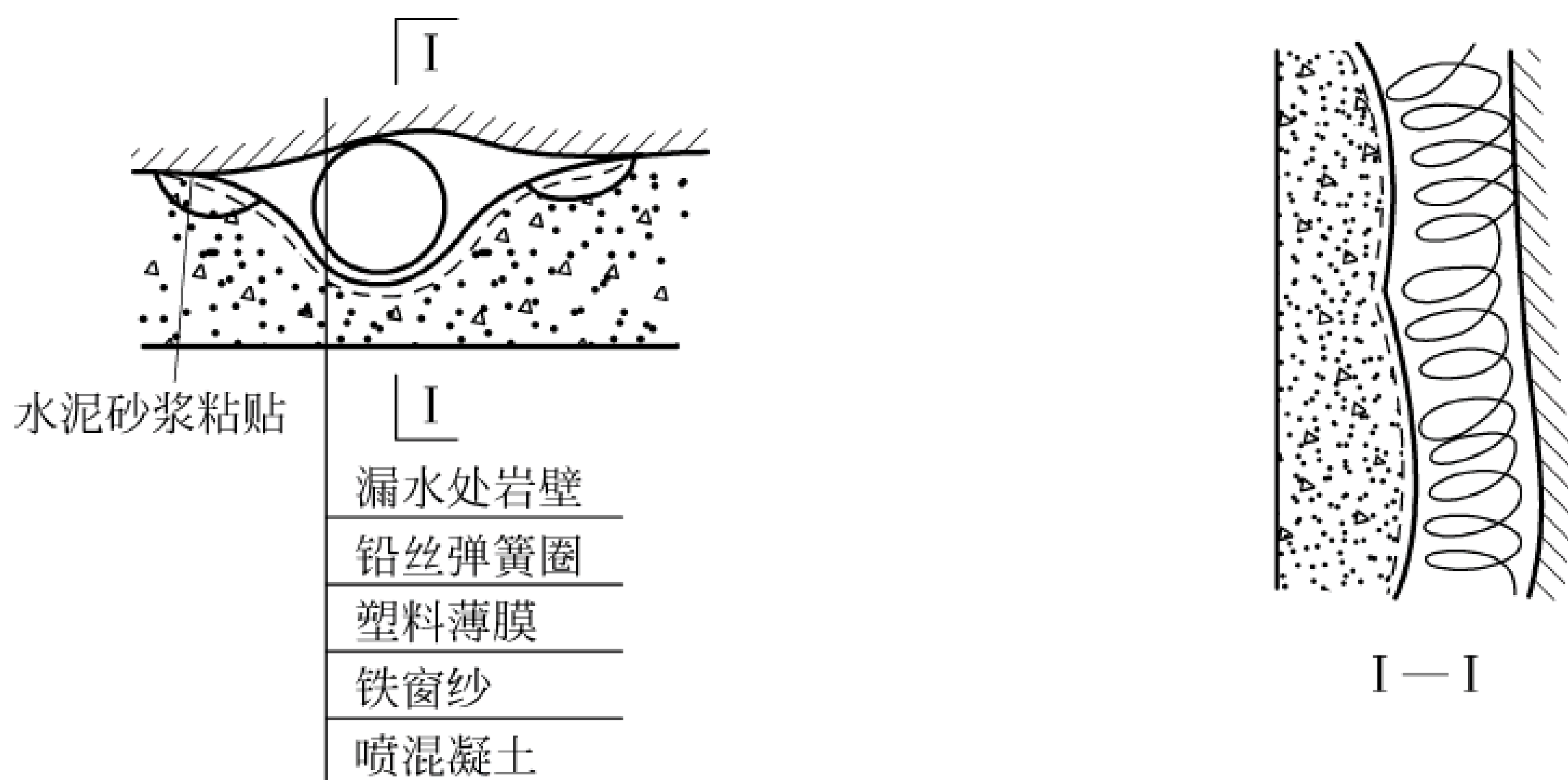


图7-37 隧道排水盲管

（2）纵向排水管是沿隧道纵向设置在衬砌底部外侧的透水盲管。常用直径10cm的弹簧排水盲管或带孔软式透水管。它将环向排水管和防水板垫层排下的水汇集并通过横向排水管排除。纵向排水管应按一定的坡度安装，中间不得有凹陷、扭曲等，以防泥沙在这些位置淤积、堵塞排水管。

（3）横向排水盲管位于衬砌基础和路面的下部，布设方向与隧道轴线方向垂直，是连接纵向排水盲管与中央排水管的水流通道。横向排水管通常为硬质塑料管，施工中先在纵向盲管上预留接头，然后在路面施工前接长至中央排水管。

（4）中央排水管是隧道最后的排水设施，它将衬砌背后的渗水汇集排出隧道，进入路基

排水边沟。中央排水管采用带孔预制混凝土管段拼接而成，纵向间隔一定距离设置沉砂井和检查孔。其作用一是集中排放由上游管路流来的地下水，二是通过其上部的众多小孔(12mm)疏排路基中的各种积水。

2) 隧道空间内排水措施

隧道内排水是利用盲沟、泄水管、渡槽、中心排水沟或排水侧沟等将水排出洞外(图 7-38)。盲沟可用片石或卵石干砌而成的厚 30～40cm、宽 100～150cm 的排水通道。盲沟可以根据需要砌至拱脚或边墙底部，然后用泄水管将水引入隧道的排水沟内。盲沟间距应因地制宜的设置。渡槽是在衬砌内表面设置的环向槽，其尺寸按水量大小确定，其间距一般应与筑拱环节长度配合，施工缝往往是漏水最多的位置。隧道内的排水一般均采用排水沟方式，主要类型有中心排水沟和路侧排水沟，在严寒地区应设置防冻水沟。排水沟断面可为矩形或圆形，通常为矩形，并便于清理和检查。其尺寸应根据水量大小经计算确定。沿纵向在适当间隔处应设置检查坑和汇水坑，但不应设在隧道中心。

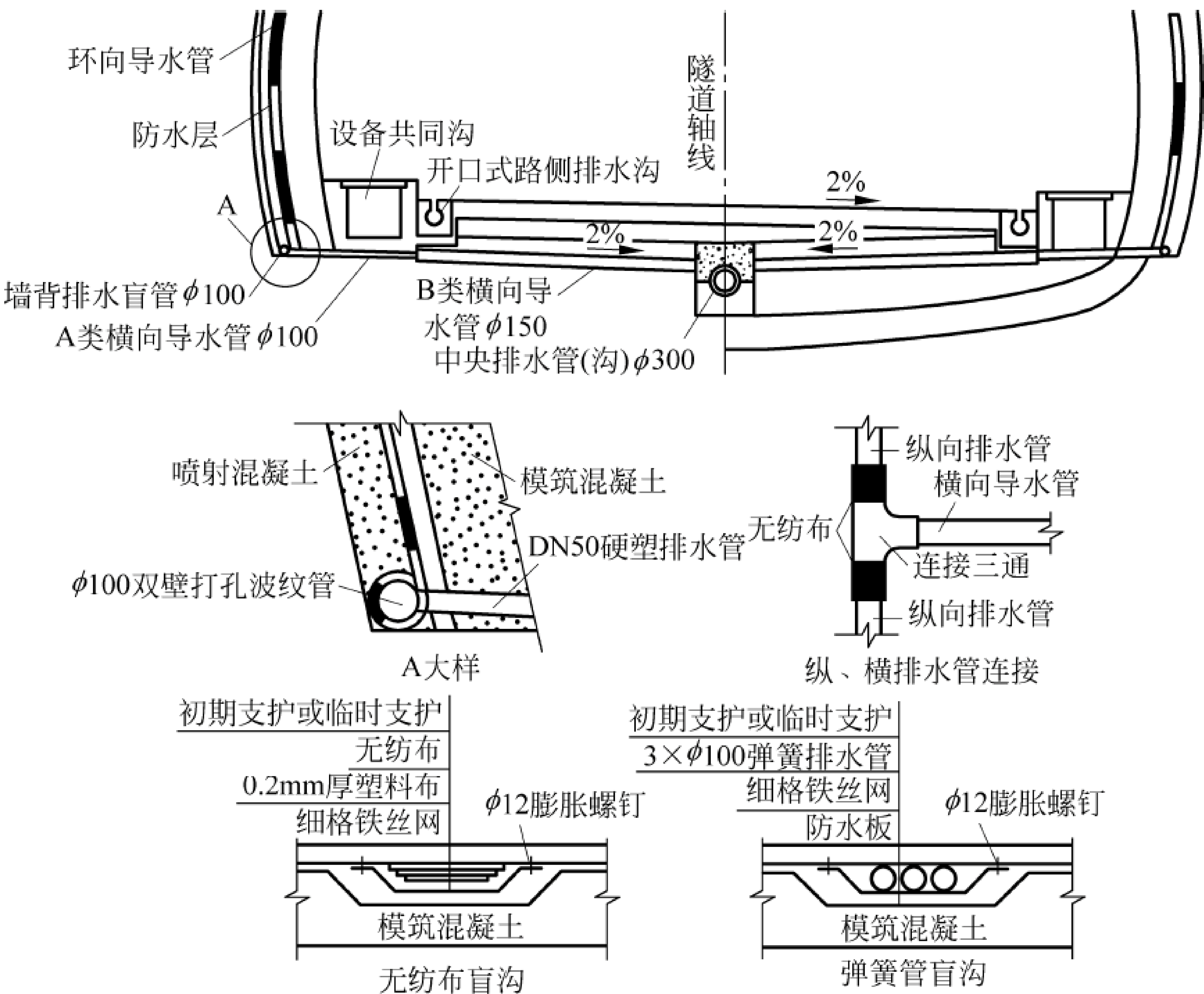


图 7-38 隧道主要防排水设施

7.2.4 附属洞室

1. 竖井和斜井

地铁和隧道开挖是从两洞口或从其中一个洞口进行。但在长大隧道，因工期限制、经济、施工、地形、环境等条件，有必要分成几个工程区段进行施工，多数情况下要设工作坑道。工作坑道按坡度分为横洞、斜井、竖井和平行导坑。开挖形式取决于工程类别、地形、地质、

工期，运输能力以及设置地点的当地条件。地铁位于城市中心，由于场地限制，一般采用竖井来解决人员、材料、设备和矿渣的进出通道，竖井地下与地上控制测量是重点(图 7-39)。山岭公路隧道和铁路隧道应根据地形条件采取斜井和平行坑道的形式，以方便材料或矿渣的运输。

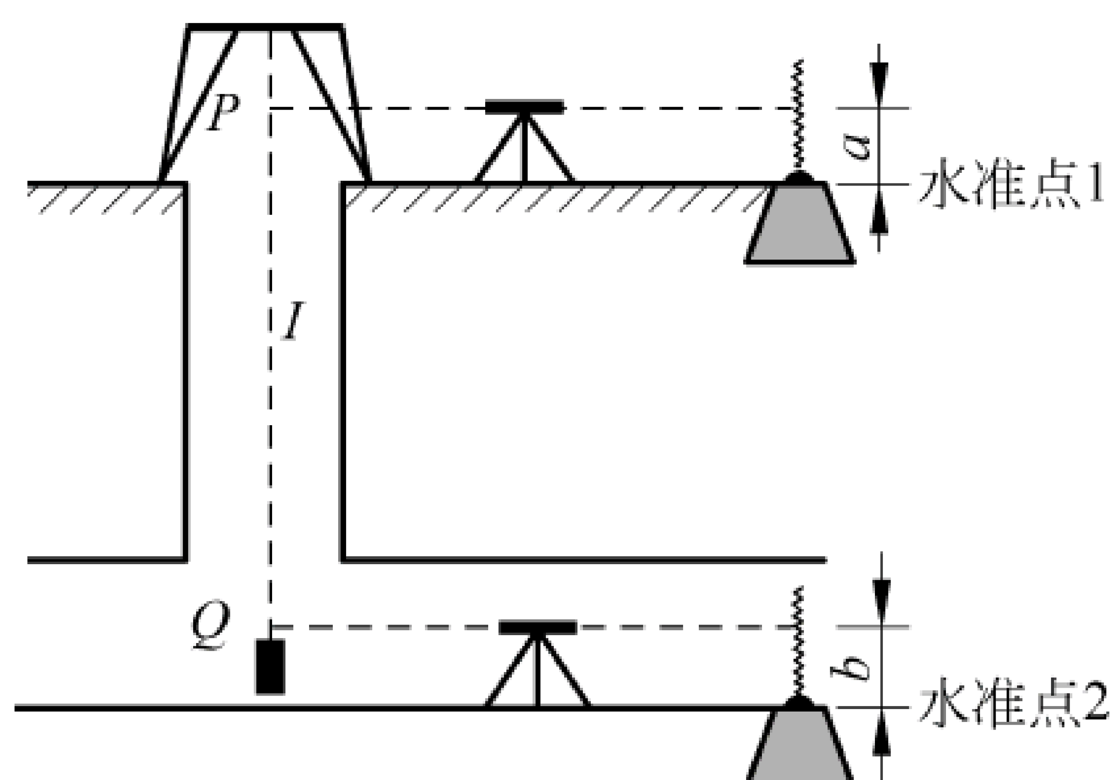


图 7-39 竖井施工控制测量

2. 铁路隧道避车洞和专用洞室

重载铁路隧道、设计速度小于或等于 160km/h 的客货共线铁路隧道，应设置大避车洞和小避车洞。对于全封闭、实施大机养护、采用综合维修线路上的隧道及隧道特殊衬砌结构地段，可不设置小避车洞。避车洞应交错设置在隧道两侧边墙上，大避车洞之间设置小避车洞，其间距和尺寸应按表 7-7 设置，如图 7-40 所示。长度为 300～400m 隧道，可在中部设一个大避车洞，长度小于 300m 时，可不设大避车洞。

表 7-7 避车洞的间距与尺寸

名 称	一侧间距/m		尺寸/m		
			宽度	深度	中心高度
大避车洞	有砟轨道	300	4.0	2.5	2.8
	无渣轨道	420			
小避车洞	有砟轨道	60	2.0	1.0	2.2
	无渣轨道				

注：双线隧道小避车洞每侧按 30m 设置。

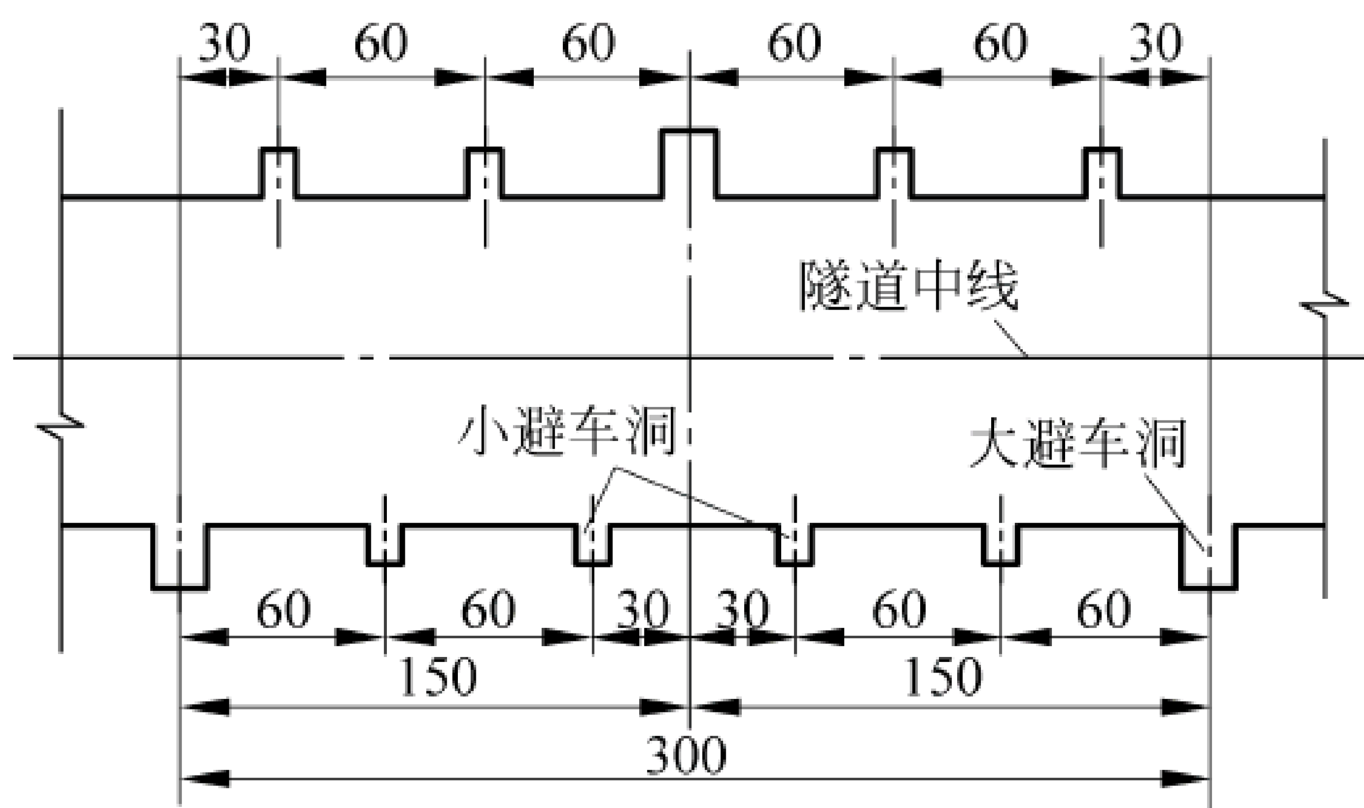


图 7-40 避车洞示意图(单位 m)

高速铁路、城际铁路以及设计速度 200km/h 的客货共线铁路隧道，应设置存放专用器材等运营养护设备的专用洞室。

3. 横向联系通道

在许多长大公路隧道和铁路隧道中，两座隧道之间多等间距设置横向联系通道，隧道在发生火灾等事故时，乘行人员可有通过横向联系通道安全地疏散到另一座隧道内，救援人员

亦可以通过联系通道迅速进入事故现场。各国在两座隧道之间设置横向联系通道的规定不同，且随着隧道功能的不同也有所差异。我国《公路隧道设计细则》(JTG/T D70—2010)中规定，横向联系通道分为车行通道和人行通道。车行通道的间距一般为750m，最大不超过1000m，中短隧道可不设车行通道；人行通道的间距一般按250m设置，最大不超过500m，短隧道可不设人行通道。横向联系通道应与主洞垂直，并设置自动关闭的防火密闭门。车行通道可兼具人行通道功能，并与紧急停车带紧邻布置。图7-41为横向联系通道示意图。



图7-41　横向联系通道示意图

思考题

1. 地铁隧道主体建筑和附属建筑有哪些？
2. 简述隧道支护结构分类及其适用条件。
3. 简述洞门类型及其特点。
4. 简述明洞定义及其分类。

<<< 第8章

地下结构设计和计算方法

8.1　概述

1. 地下结构设计的特征和设计流程

地下建筑结构具有以下不确定性因素和特点。

(1) 地层介质特性参数的不确定性：地层介质的形成年代久远并不断经历自然地质构造运动和人类活动的影响，使地层介质在多数情况下都明显呈现非均质、非线性、各向异性和随机离散等特性。

(2) 岩土体分类的不确定性：各种岩土体分类法不统一，且通常根据大量的经验确定，因而存在一定的不确定性，进而导致地下建筑结构设计的不确定性。

(3) 分析模型的不确定性：尽管这些模型在确定其形式后是固定的，但模型以及模型内的参数在真正反映介质本身的性态及参数方面还存在很大差异，由此引起的不确定即为力学模型的不确定性。

(4) 荷载与抗力的不确定性：荷载和抗力是影响地下结构分析的主要不确定性因素。结构施工、设计涉及的荷载包括已明确的荷载因素和未明确的其他因素。

(5) 地下结构施工的不确定因素：影响地下建筑结构施工的不确定性因素很多，诸如在地下开挖和回填的过程中，土层的扰动、支护结构、边界条件和荷载都在不断变化，不确定因素很大。

(6) 自然条件的不确定性：岩土介质的力学性状与自然条件有密切关系，当自然条件发生较大的变化时，岩土介质的性状大多会发生很大变化，如果对这种影响估计不足或没有很好地掌握其规律，就会出现意想不到的严重事故，因此自然条件的不确定性是较难以模拟的。

地下工程在施工图设计阶段，首先在完成线路的平面和纵断面技术设计前提下，进行具体的结构设计和计算，一般应遵循以下设计流程。

(1) 初步拟定截面尺寸：根据结构用途、建筑限界、线路设计技术标准、施工方法等选定结构形式和内部空间尺寸，再根据结构高度和宽度、荷载状况和使用要求参照类似已有结构，假定初期支护、二次衬砌截面厚度和细部尺寸，并确定合理的计算模型。

(2) 确定荷载及其组合：根据地下结构类别选择荷载类型，并按荷载作用的组合要求进行荷载组合。

（3）结构内力计算：内力计算时，应结合结构形式、地质条件和施工方法等因素综合考虑，选择相适应的计算方法，一般采用有限单元法，得到最不利荷载组合下结构各控制截面的内力（弯矩、剪力、轴力）及变形。

（4）结构配筋设计与检算：根据结构最不利荷载组合下的内力值进行配筋设计及强度检算。

（5）设计图绘制：根据选定的结构形式、截面尺寸、材料和配筋计算的结果，按照施工图设计要求绘制施工设计图，并给出工程材料数量和指导性的施工方法图。

2. 地下结构设计计算模型

地下结构的静力、动力计算的设计模型受岩体地质、施工方法等因素影响很大，世界各国对隧道设计采用的计算模型不尽相同，国际隧道协会认可的计算模型可以归纳为以下四类。

（1）荷载-结构模型：也称结构力学模型或作用-反作用模型，采用荷载结构法计算衬砌内力，并据以进行构件截面设计；

（2）连续介质模型：也称地层-结构模型，是将衬砌和地层视为整体，在满足变形协调条件的前提下，分别计算衬砌与地层内力，并据此验算地层的稳定性和构件截面设计；

（3）以现场测量和室内试验为主的实用设计法；

（4）以参照以往隧道施工的实践经验进行工程类比为主的经验设计法。

荷载结构模型认为地层对结构的作用只是产生作用在地下建筑结构上的荷载，支护结构在荷载的作用下产生内力和变形，与其相应的计算方法称为荷载结构法或结构力学方法。

地层结构模型把地下结构与地层作为一个受力变形的整体，按连续介质力学原理来计算地下建筑结构以及周围地层的变形，不仅计算出支护结构内力及变形，而且计算周围地层应力，充分体现周围地层与地下建筑结构的相互作用，与之相应的计算方法称为岩体力学方法。

荷载结构模型和地层结构模型的区别如下：荷载结构法将地下结构与地层分开考虑，而地层结构法将其作为一个整体，相对于荷载结构法，地层结构法充分考虑了地下结构开始与周围地层的相互作用，结合具体的施工过程，可以充分模拟地下结构以及周围地层在每一个施工工况的结构内力以及周围地层的变形，更符合实际情况。

实用设计方法是近年来随着测量仪器设备和计算机技术的进步逐步形成、发展起来的一种信息化施工设计方法。该方法可分为现场测量、数据处理、信息反馈、完善设计和指导施工五个环节。通过布置在现场的精密仪器或设备，对施工前和施工中对坑洞的受力、变形及周边岩体变形等参数进行测量，借助远距离通信手段将现场测量数据和施工信息传递到设计单位和主管部门，采用计算机技术对实测结果进行数据分析和处理，对围岩和支护结构的动态发展趋势和安全性作出判断，形成信息反馈结果，根据反馈结果修改和完善原设计参数，下达下一步施工指令，以期获得最优地下结构的设计方法。

经验设计法是依赖设计者的以往主客观经验，以正确的围岩分级为基础，参照已有类似工程案例，选择支护结构类型，拟定支护参数，并在实施过程中依据现场测量信息加以修改

和验证。《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)规定：衬砌结构的形式及尺寸，可根据围岩级别、工程地质及水文地质条件、埋置深度、环保要求、结构工作特点，结合施工方法及施工条件等，通过工程类比和结构计算确定，必要时，还应做试验进行论证。喷锚衬砌和复合式衬砌的初期支护，可按工程类比法确定设计参数，施工期间应通过监控测量进行修正。对地质复杂、大跨度、多线和有特殊要求的隧道，除采用工程类比法外，还应结合数值解法或近似解法进行分析确定。

8.2 荷载-结构方法

8.2.1 荷载-结构模型建立

荷载结构模型是以支护结构作为承载主体，围岩既作为荷载的来源，也作为对支护结构的变形约束作用的模型。当作用在支护结构上的荷载确定后，就可以用结构力学方法求解超静定结构的内力和位移。这种方法概念清晰、计算简单，但很难真实反映隧道开挖后围岩应力的实际动态对支护结构的作用。对围岩与支护结构相互作用的处理中存在不同的做法，大致可分为以下三种。

1. 主动荷载模型

该模型(图 8-2(a))不考虑围岩与支护结构的相互作用，因此，支护结构在主动荷载作用下可以自由变形，与地面结构的作用没有区别。这种模型主要适用于围岩与支护结构的“刚度比”较小的情况，或是软弱地层对结构变形的约束能力较差时(或衬砌与地层间的空隙回填，灌浆不密实时)，围岩没有“能力”去约束刚性衬砌的变形。

2. 主动荷载加围岩弹性抗力模型

该模型(图 8-2(b))认为围岩不仅对支护结构施加主动荷载，而且由于围岩与支护结构的相互作用，还对支护结构施加被动的弹性反力。因为，在非均匀分布的主动荷载作用下，支护结构的一部分将发生向着围岩方向的变形，只要围岩具有一定的刚度，就必然会对支护结构产生反作用力来抵制它的变形，这种反作用力称为弹性反力，属于被动性质。而支护结构的另一部分则背离围岩向着隧道内变形，不会引起弹性反力，形成“脱离区”。支护结构就是在主动荷载和围岩的被动弹性反力同时作用下进行工作的。

主动荷载加围岩弹性抗力模型需要解决围岩弹性抗力问题。对支护结构来说，弹性抗力是一种被动荷载，且只在局部发生，通常将支护抗力作用的范围称为抗力区。弹性抗力的计算常以文克尔(Winkler)假定为基础的局部变形理论来计算。文克尔假定是将围岩简化为一系列彼此独立的弹簧，某一弹簧受力压缩的反力值只与弹簧自身压缩量成正比，与其他弹簧无关(图 8-1)，其表达式为

$$\sigma_i = K\delta_i \tag{8-1}$$

式中 σ_i——围岩产生的弹性抗力，MPa；

δ_i——围岩表面任一点的压缩变形，m；

K——围岩弹性抗力系数，MPa/m。

弹性抗力系数与围岩性质、衬砌结构形状、尺寸及荷载类型等因素有关，并非常数。

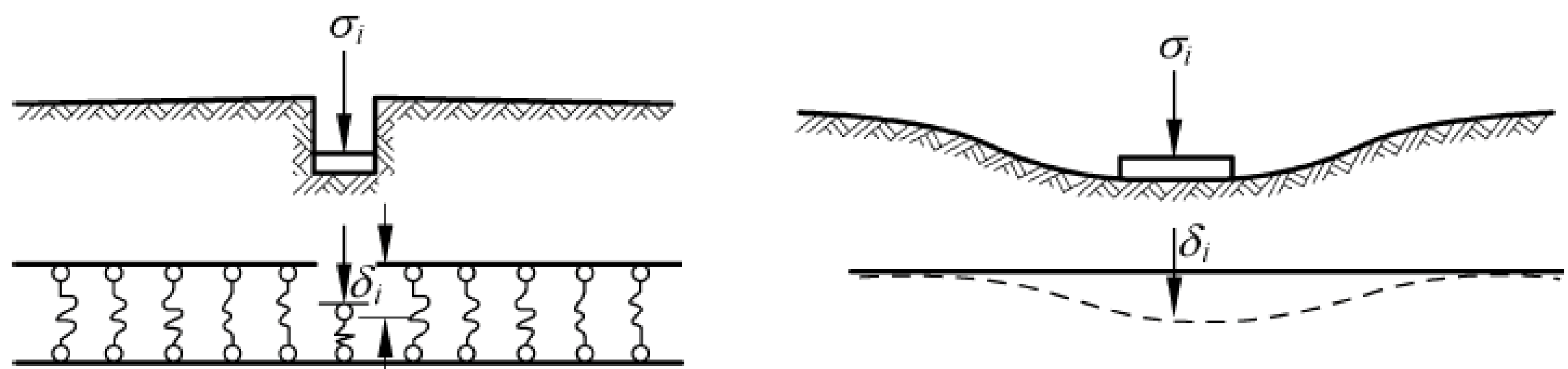


图 8-1 局部变形假定

3. 实际荷载模型

该模型(图 8-2(c))是当前正在发展的一种模式，它是以实地测量荷载代替主动荷载。实地测量的荷载值是围岩与支护结构相互作用的综合反映，它既包含围岩的主动压力，也含有弹性反力。在支护结构与围岩牢固接触时(如锚喷支护)，不仅能测量径向荷载，而且能测量切向荷载。切向荷载的存在可以减小荷载分布的不均匀程度，从而大大减小结构中的弯矩。结构与围岩松散接触时(如具有回填层的模注混凝土衬砌)，只有径向荷载。由于实地测量的荷载值除与围岩特性有关外，还取决于支护结构的刚度以及支护结构与围岩的粘结质量。因此，某一种实地测量的荷载，只能适用于与测量条件相同的情况。

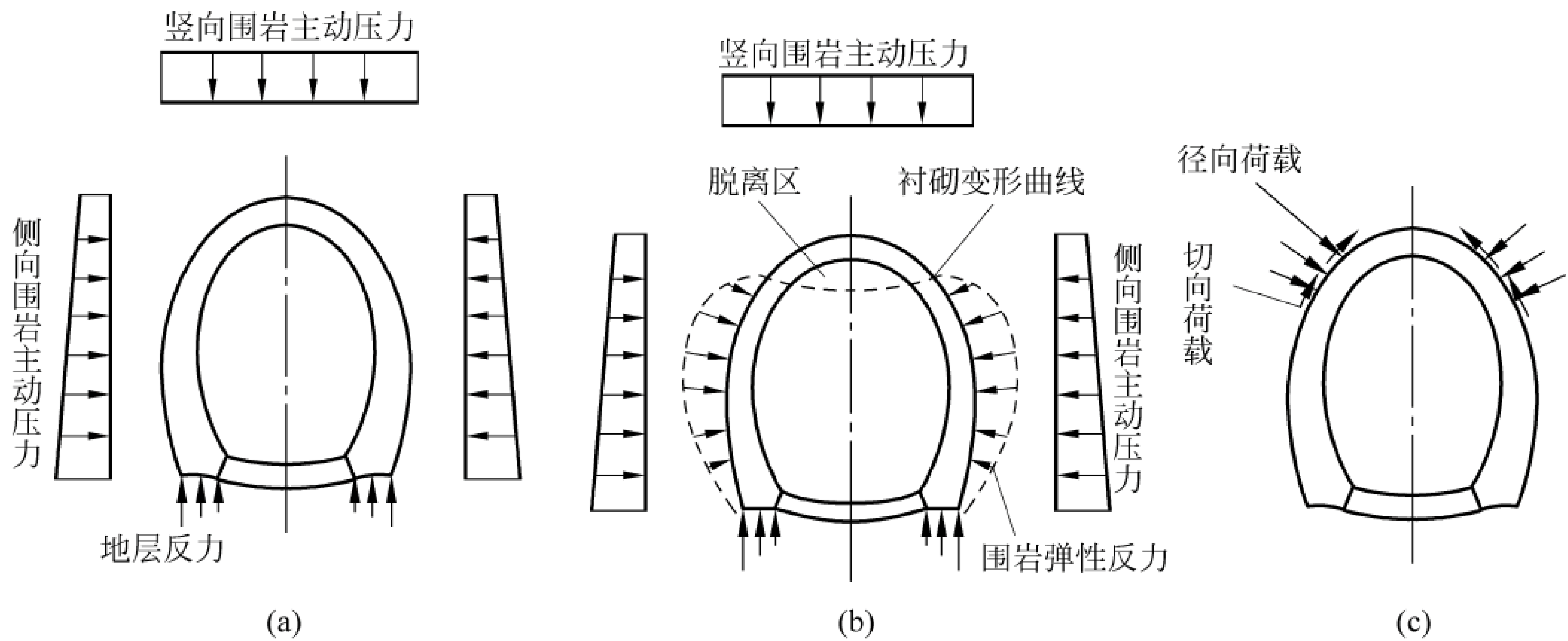


图 8-2 荷载计算模式

(a) 主动荷载模型；(b) 主动荷载加围岩弹性抗力模型；(c) 实际荷载模型

8.2.2 荷载类型及其组合

在《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)、《地铁设计规范》(GB 50157—2013)、《公路隧道设计规范》(JTG D70—2004)及《公路隧道设计细则》(JTG/T D70—2010)中，采用荷载结构法进行支护结构内力计算时，设计荷载可以分成三类，即永久荷载、可变荷载和偶然荷载。

永久荷载也称恒载，是地下结构长期及经常承受的主要荷载。公路、铁路和地铁三类设

计规范中差别不大，主要包括围岩压力、结构自重、水压力、混凝土收缩和徐变影响、地面建筑和设备荷载、基础变位影响力。

可变荷载是在设计基准期内，其量值随时间发生与平均值相比不可忽略的变化荷载。地铁和公路隧道设计规范中将其分为基本可变荷载和其他可变荷载两类。铁路隧道设计规范分为活载、附加荷载和特殊荷载。对比三类规范，可变荷载基本可以归结为两类：一类是在隧道内运行的车辆(铁路车辆、公路车辆或地铁车辆)、人和与隧道交叉的车辆引起的荷载；另外一类是温度力、冻胀力、施工荷载等。

偶然荷载是在设计基准期内不一定发生，而一旦发生，其量值很大，但历时较短，如落石冲击力、地震力、沉船和抛锚等产生的撞击力等。

铁路和公路隧道设计规范中还将上述三类荷载进一步细分为主要荷载、附加荷载和特殊荷载。主要荷载包括恒载和活载，是结构设计中重点考虑的荷载；将落石冲击力归入附加荷载，而将施工荷载归入特殊荷载。

隧道荷载分类见表 8-1～表 8-3。

表 8-1 铁路隧道荷载分类

<table>
<tr><th colspan="3">荷 载 分 类</th><th>荷 载 名 称</th></tr>
<tr><td rowspan="7">永久荷载</td><td rowspan="11">主要荷载</td><td rowspan="7">恒载</td><td>结构自重</td></tr>
<tr><td>结构附加恒载(包括设备荷载)</td></tr>
<tr><td>土压力</td></tr>
<tr><td>浅埋隧道上部及破坏棱体范围内的设施及建筑物荷载</td></tr>
<tr><td>混凝土收缩和徐变的影响</td></tr>
<tr><td>静水压力及浮力</td></tr>
<tr><td>基础变位影响力</td></tr>
<tr><td rowspan="12">可变荷载</td><td rowspan="4">活载</td><td>与隧道立交的铁路列车荷载及其动力作用</td></tr>
<tr><td>与隧道立交的公路车辆荷载及其动力作用</td></tr>
<tr><td>隧道内列车荷载及其制动力</td></tr>
<tr><td>渡槽流水压力(设计渡槽明洞时)</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="7">附加荷载</td><td>隧道内列车冲击力</td></tr>
<tr><td>温度变化的影响</td></tr>
<tr><td>灌浆压力</td></tr>
<tr><td>冻胀力</td></tr>
<tr><td>风荷载</td></tr>
<tr><td>雪荷载</td></tr>
<tr><td>气动力</td></tr>
<tr><td colspan="2">特殊荷载</td><td>施工荷载(施工阶段的某些外加力)</td></tr>
<tr><td rowspan="4">偶然荷载</td><td colspan="2">附加荷载</td><td>落石冲击力</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="3">特殊荷载</td><td>人防荷载</td></tr>
<tr><td>地震荷载</td></tr>
<tr><td>沉船、抛锚或疏浚河道的撞击力</td></tr>
</table>

注：1. 围岩弹性抗力不作为设计荷载；
2. 围岩为膨胀性岩(土)时，应考虑所处水环境变化产生的膨胀力；
3. 其他未列荷载，应根据其对隧道结构的影响特征考虑。

表 8-2　地铁荷载分类

荷载分类		荷载名称
永久荷载		结构自重
		地层压力
		结构上部和破坏棱体范围内的设施和建筑物压力
		水压力及浮力
		混凝土收缩即徐变影响
		预加应力
		设备重力
		地基下沉影响
可变荷载	基本可变荷载	地面车辆荷载及其动力作用
		地面车辆荷载引起的侧向土压力
		地铁列车荷载及其动力作用
		人群荷载
	其他可变荷载	温度变化影响
		施工荷载
偶然荷载		地震荷载
		沉船、抛锚或疏浚河道的撞击力等灾害性荷载
		人防荷载

表 8-3　公路隧道荷载分类

编号	荷载分类		荷载名称
1	永久荷载		围岩形变压力或膨胀压力
2			围岩松散压力
3			结构自重
4			结构附加恒载(装修或设备自重荷载)
5			混凝土收缩和徐变的影响力
6			水压力
7			水浮力
8			结构基础变位影响
9			地面永久建筑荷载影响力
10	可变荷载	基本可变荷载	通过隧道的公路车辆荷载、人群荷载(路面)
11			与隧道立交的公路车辆荷载及其产生的冲击力、土压力
12			与隧道立交的铁路荷载及其产生的冲击力、土压力
13			风机等设备引起的动荷载
14		其他可变荷载	与隧道立交的渡槽流水压力
15			温度变化影响力
16			冻胀力
17			地面施工荷载(加载或减载)
18			隧道施工荷载(注浆等)
19	偶然荷载		落石冲击力
20			地震力、地层液化产生的压力与浮力
21			人防荷载

1. 主要荷载计算方法

围岩压力(或地层压力)和结构自重是最为重要的荷载。前者按前述章节的方法计算;结构自重可按照预先拟定的结构尺寸、材料计算确定。各类主要荷载的计算方法阐述如下。

1) 水压力

在含水地层中,地下结构的水压力可根据施工阶段和长期使用过程中的地下水位的变化区分不同围岩条件,分别按静水压力计算,或将水压力和土压力分开或合并计算。下面根据《地铁设计规范》(GB 50157—2013)给出水压力计算方法。

静水压力对不同类型的地下结构将产生不同的荷载效应,对圆形或接近圆形的结构,静水压力使结构轴力加大。对抗弯性能差的混凝土结构,相当于改善了它的受力状态,因此验算结构的强度时,则须按可能出现的最低水位考虑其最不利情况。反之,在验算结构的抗浮能力时,则须按可能出现的最高水位进行计算。

静水压力的计算应根据围岩类别、结构使用阶段等有所区分。通常有两种方法,一种是分开计算水压力和土压力,另一种是把水压力和土压力合并计算。对于以砂性土为主粗粒径的围岩,应采用水土分算方法,地下水位以上的土采用天然容重计算土压力,水位以下的土采用有效容重计算土压力,再单独计算静水压力的作用;对以黏性土为主的围岩,宜采用水土合算的方法,地下水位以上的土与第一种方法相同,地下水位以下的采用饱和容重计算土压力,不再单独计算静水压力。静水压力计算方法可参考有关土力学教材。

2) 地面车辆荷载及其冲击力

对于浅埋的地铁隧道结构来说,如果隧道结构位于主干路的下方,应考虑地面荷载的影响。关于地面车辆荷载的标准,可参照现行的《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)或《铁路桥涵设计规范》(TB 10002—2017)中有关地面车辆荷载的规定。地面车辆荷载及其冲击力,一般可简化为与结构埋深有关的均布荷载,但覆土较浅时应按实际情况计算。对浅埋暗挖隧道,地面车辆荷载可按10kPa的均布荷载取值,不计入动力作用的影响。

单个车轮传递的竖向压力(图8-3)

$$P_{0z}=\frac{\mu_0 p_0}{(a+1.4z)(b+1.4z)} \tag{8-2}$$

多个车轮传递的竖向压力(图8-4)

$$P_{0z}=\frac{n\mu_0 p_0}{(a+1.4z)\left(nb+\sum_{i}^{n-1}d_i+1.4z\right)} \tag{8-3}$$

地面车辆荷载传递到地下结构上的侧压力,可按下式计算:

$$P_{0x}=\lambda p_{0z} \tag{8-4}$$

式中 λ——侧压力系数;

μ_0——车辆荷载的动力系数;

a——单个车轮压力的分布长度,m;

b——单个车轮压力的分布宽度,m;

n——轮压的数量;

P_0——单个轮压,kPa;

P_{0z}——地面车辆传递到计算深度 z 处的竖向压力,kPa;

P_{0x}——地面车辆传递到计算深度 z 处的侧压力,kPa。

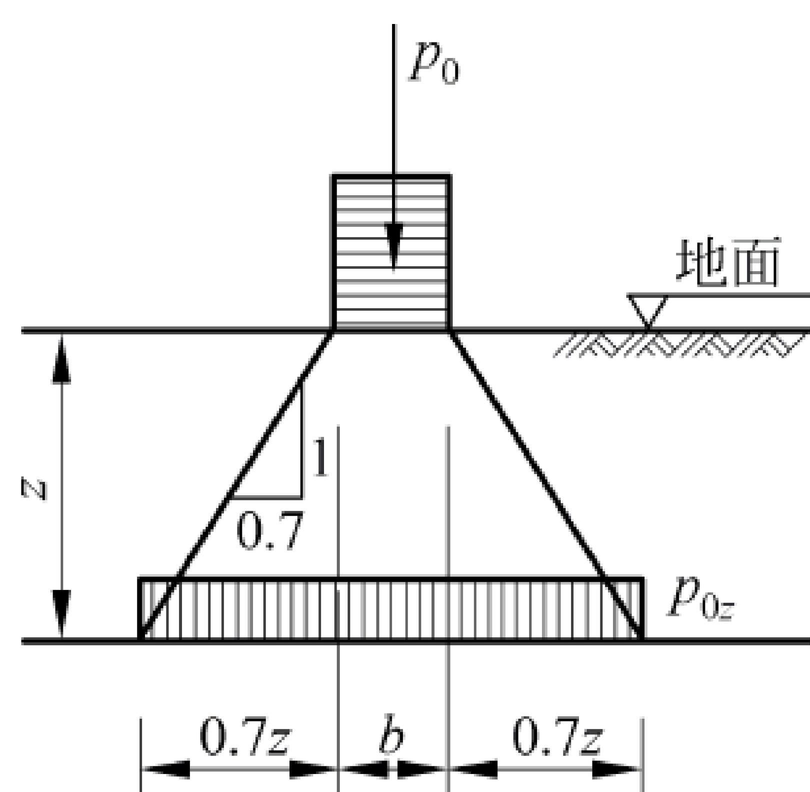


图 8-3 单个车轮传递的竖向压力

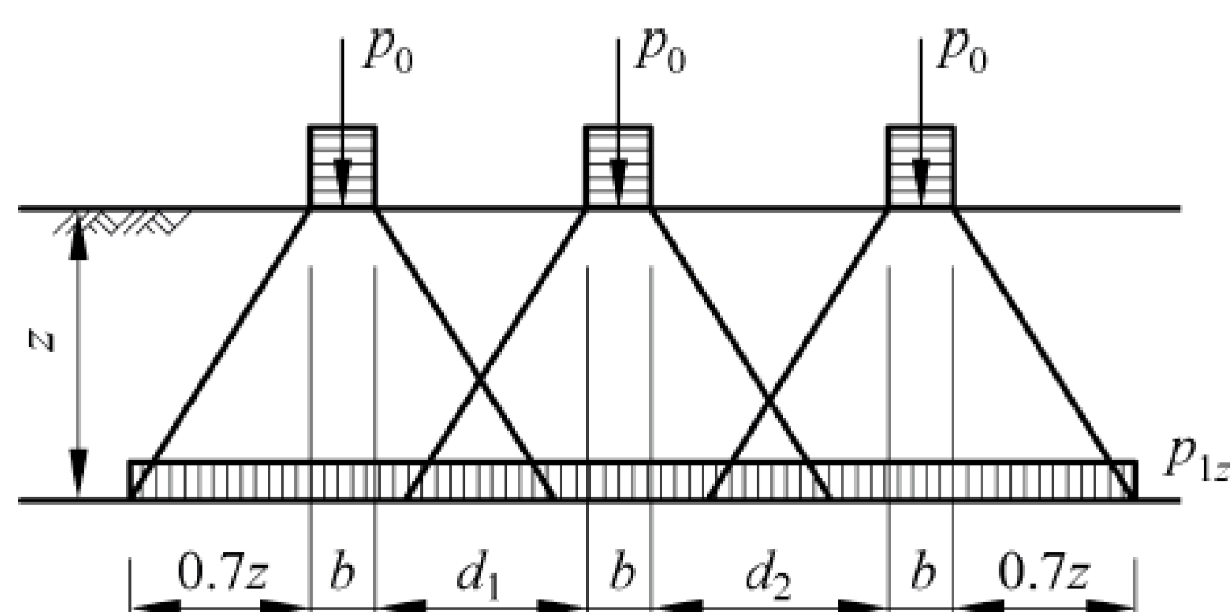


图 8-4 多个车轮传递的竖向压力

3) 隧道上方和破坏棱体内的设施和建筑物压力(地面超载)

此部分荷载应考虑建筑物现状和以后的变化,凡明确的,应以其设计的基底应力和基底距隧道结构的距离计算。凡不明确的,应在设计中作出规定,如上海市规定为20kPa。

4) 混凝土收缩和徐变影响力

由于温度升高,隧道衬砌变形增加,截面受到挤压力,而混凝土抗压能力强、抗拉能力弱,因此,铁路、公路隧道和地铁设计规范中均按降温来考虑。如《铁路隧道规范》(TB10003—2016)规定:混凝土收缩的影响可假定用降低温度的方法来计算,对于整体灌注的混凝土结构,相当于降低温度20℃;对于整体灌注的钢筋混凝土结构,相当于降低温度15℃;对于分段灌注的混凝土或钢筋混凝土,相当于降低温度10℃;对于装配式钢筋混凝土结构,相当于降低温度5～10℃。

5) 地震荷载

地震对地下结构的影响主要包括两个方面:剪切错位和振动。剪切错位一般是由围岩的剪切位移引起的,多发生在地质构造带附近,靠结构来抵抗较大的围岩剪切变形几乎是不可能的,最为有效的办法是尽量避开这些构造带。因此,地下结构的地震作用分析仅局限于在假定土体不丧失完整性的前提下考虑其振动效应。

调查资料表明,地震对地下结构的破坏随着其埋深的增加而减轻。深埋隧道的衬砌,除地震引起断层错动产生破坏外,一般很少发生震害。在8度及以上的地震区地质较差的隧道,其主要震害发生在洞口、浅埋和偏压地段,而对浅埋隧道,尤其对于松软地层中的浅埋隧道地震影响较为严重。

地震力的基本计算方法分为动力法和静力法两种。动力法适用于复杂地层的地下结构的地震反应分析。而现行铁路、公路和地铁设计规范推荐方法为静力法,静力法计算较为简单,且计算结果与以往地下结构宏观震害调查资料吻合。

由于地震垂直加速度峰值一般为水平加速度的1/2～2/3,因此对震级较小和对垂直地震振动不敏感的结构,可不考虑垂直地震荷载的作用。只有在验算结构的抗浮能力时,才计算其垂直惯性力。

在衬砌结构横截面的抗震设计和抗震稳定性检算中,采用地震系数法(惯性力法),即静力法,以等效的静力地震荷载代替,再用静力计算模型分析地震作用下的结构内力。等效的

静地震荷载包括结构本身和洞顶上方土柱的水平、垂直惯性力以及主动土压力增值。

常用地层位移法(也称反应位移法)验算衬砌结构沿纵向方向的应力和变形,其计算原理见后续车站抗震分析。

水平地震荷载计算可按照垂直和沿着隧道纵轴两个方向进行。

(1) 隧道横截面上的地震荷载(垂直隧道纵轴)。

① 结构的水平惯性力。

作用在构件或结构重心处的地震惯性力一般可表示为

$$F=\frac{\tau}{g}Q=K_{c}Q \tag{8-5}$$

式中　τ——作用于结构的地震加速度;

g——标准自由落体加速度;

Q——构件或结构的重力;

K_c——与地震加速度有关的地震系数。

对于马蹄形曲墙式衬砌,可以简化其均布的水平惯性力为

$$\left.\begin{aligned}F_1^1&=\eta_c K_h\frac{m_1 g}{H}\\F_1^2&=\eta_c K_h\frac{m_2 g}{f}\end{aligned}\right\} \tag{8-6}$$

式中　η_c——综合影响系数,对于岩石地基,$\eta_c=0.2$,对于非岩石地基,$\eta_c=0.25$;

K_h——水平地震系数,7 度地区,$K_h=0.1$;8 度地区,$K_h=0.2$;9 度地区,$K_h=0.4$;

m_1——上部衬砌质量;

H——上部衬砌的高度;

m_2——仰拱质量;

f——仰拱的矢高。

对于圆形隧道衬砌,其水平惯性力为

$$F_1=\eta_c K_h\frac{mg}{D} \tag{8-7}$$

式中　m——衬砌质量;

D——衬砌外直径。

对于矩形隧道衬砌,其水平惯性力为

$$\left.\begin{aligned}F_1^1&=\eta_c K_h m_t g\\F_1^2&=\eta_c K_h\frac{m_w g}{h}\\F_1^3&=\eta_c K_h m_b g\end{aligned}\right\} \tag{8-8}$$

式中　F_1^1、F_1^3——顶、底的水平惯性力,作为集中力考虑,作用在顶、底板的轴线处;

F_1^2——边、中墙的水平惯性力,按作用在边墙上的均布力考虑;

m_t、m_b——顶、底板质量;

m_w——边、中墙质量;

h——边墙净高。

② 洞顶上方土柱的水平惯性力

$$F_2 = \eta_c K_h m_{上} g \tag{8-9}$$

式中 $m_{上}$——上方土柱的质量。

③ 主动侧向土压力的增值。地震时，地层的内摩擦角会发生变化，由原来的 φ 值减少为$(\varphi-\beta)$，其中 β 为地震角，在 7 度地震区，$\beta=1.5°$；8 度地震区，$\beta=3°$；9 度地震区，$\beta=6°$。因此，结构一侧的主动侧向土压力增量为

$$\Delta e_i = (\lambda_a - \lambda'_a) q_i \tag{8-10}$$

式中 q_i——计算截面 i 处的竖向土压力；

$$\left.\begin{aligned} \lambda_a &= \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \\ \lambda'_a &= \tan^2\left(45° - \frac{\varphi-\beta}{2}\right) \end{aligned}\right\} \tag{8-11}$$

而结构另一侧的主动侧向土压力增量可按上述值反对称布置。

④ 结构和隧道上方土柱的垂直惯性力。其一般计算公式为

$$\left.\begin{aligned} F'_1 &= \eta_c K_v Q \\ F'_2 &= \eta_c K_v P \end{aligned}\right\} \tag{8-12}$$

式中 K_v——垂直地震系数，一般取 $K_v=K_h/2\sim2K_h/3$；

Q、P——衬砌和隧道上方土柱的重力。

仅在验算结构抗浮能力时需要考虑垂直惯性力。

(2) 沿隧道纵轴方向的地震荷载。

地震中的横波与隧道纵轴斜交或正交，或地震中的纵波与隧道纵轴平行或斜交，都会沿隧道纵向产生水平惯性力，使结构发生纵向拉压变形，其中以横波产生的纵向水平惯性力为主。地震波在冲积层中的横波波长约为 160m。因此，孙钧院士在其《地下结构》一书中建议：计算纵向水平惯性力时，对区间隧道可按半个波长的结构重力考虑，即

$$T = \eta_c K_h W \tag{8-13}$$

式中 W——纵向 80m 长结构的重力。

2. 荷载组合方法

荷载组合是对有可能同时作用在结构上的荷载进行编组，并取其最不利组合作为设计荷载，以求得最危险截面中的最大内力值为依据选择截面。

公路隧道和铁路隧道支护结构采用极限状态法设计时，隧道结构的作用应根据不同的极限状态和设计状况进行荷载组合。《地铁设计规范》(GB 50157—2013)中明确指出应根据现行《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)有关规定决定荷载取值，并根据施工和使用阶段可能发生的变化，按可能出现的最不利情况确定荷载组合系数。

整个结构或结构的一部分超过某一特定状态，而不能满足设计规定的某一功能要求时，则称此特定状态为结构对该功能的极限状态。结构的极限状态可分为承载能力极限状态和正常使用极限状态。承载能力极限状态一般以结构的内力超过其承载能力为依据；正常使用极限状态一般是以结构的变形、裂缝、振动参数超过设计允许的限值为依据。

1) 承载能力极限状态

承载能力极限状态应按荷载的基本组合或偶然组合计算荷载组合的效应设计值，并采

用下式设计：

$$\gamma_0 S \leqslant R \tag{8-14}$$

式中 γ_0——结构重要性系数，对于设计安全等级为一级、二级和三级的分别取 1.1、1.0 和 0.9，对隧道正洞，一般取 1.1，对隧道辅助坑道，可取 0.9 或 1.0，对大跨及复杂结构，按设计条件分析确定；

S——荷载组合的效应设计值；

R——结构构件抗力的设计值，应按各有关建筑结构设计规范的规定确定。

(1) 荷载基本组合。荷载效应的组合设计值 S 应从下列荷载组合值中取最不利的效应设计值确定：

由可变荷载控制的效应设计值

$$S = \sum_{j=1}^{m} \gamma_{G_j} S_{G_j k} + \gamma_{Q_1} \gamma_{L_1} S_{Q_1 k} + \sum_{i=2}^{n} \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{c_i} S_{Q_i k} \tag{8-15}$$

由永久荷载控制的效应设计值

$$S = \sum_{j=1}^{m} \gamma_{G_j} S_{G_j k} + \sum_{i=1}^{n} \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{c_i} S_{Q_i k} \tag{8-16}$$

式中 γ_{G_j}——第 j 个永久荷载的分项系数。当永久荷载对结构不利时，对由可变荷载效应控制的组合取 1.2，对由永久荷载效应控制的组合取 1.35；当永久荷载效应对结构有利时，分项系数不应大于 1.0；对于地下水压力，分项系数一般取 1.0；当验算漂移、倾覆和滑移时，取 0.9；

γ_{Q_i}——第 i 个可变荷载的分项系数，其中 γ_{Q_1} 为主导可变荷载 Q_1 的分项系数，取 1.4；

γ_{L_i}——第 i 个可变荷载考虑设计使用年限的调整系数，其中 γ_{L_1} 为主导可变荷载 Q_1 考虑设计使用年限的调整系数，对于荷载标准值可控制的活荷载，设计使用年限调整系数取 1.0；

$S_{G_j k}$——第 j 个永久荷载标准值 G_{jk} 计算的荷载效应值；

$S_{Q_i k}$——第 i 个可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值，其中 $S_{Q_1 k}$ 为诸可变荷载效应中起控制作用者，如果 $S_{Q_1 k}$ 无法明显判断时，应轮次以各可变荷载效应作为 $S_{Q_1 k}$，并选取其中最不利的荷载组合效应设计值；

ψ_{c_i}——第 i 个可变荷载标准值 Q_i 的组合值系数，风荷载取 0.6，其他可变荷载建议取 0.7；

m——参与组合的永久荷载数；

n——参与组合的可变荷载数。

(2) 荷载偶然组合。

用于承载能力极限状态计算的效应设计值

$$S = \sum_{j=1}^{m} S_{G_j k} + S_{A_d} + \psi_{f_1} S_{Q_1 k} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{q_i} S_{Q_i k} \tag{8-17}$$

用于偶然事件发生后受损结构整体稳固性验算的效应设计值

$$S = \sum_{j=1}^{m} S_{G_j k} + \psi_{f_1} S_{Q_1 k} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{q_i} S_{Q_i k} \tag{8-18}$$

式中 S_{A_d}——按偶然荷载标准值 A_d 计算的荷载效应值；

ψ_{f_1}——第 1 个可变荷载的频遇值系数；

ψ_{q_i}——第 i 个可变荷载的准永久值系数。

2）正常使用极限状态

对正常使用极限状态，应根据不同的设计要求，采用荷载的标准组合、频遇组合或准永久组合，并按下式进行设计：

$$S < C \tag{8-19}$$

式中 C——结构或构件达到正常使用要求的规定限值，如变形、裂缝、应力等的限值。

荷载标准组合的效应设计值

$$S = \sum_{j=1}^{m} S_{G_j k} + S_{Q_1 k} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{c_i} S_{Q_i k} \tag{8-20}$$

荷载频遇组合的效应设计值

$$S = \sum_{j=1}^{m} S_{G_j k} + \psi_{f_1} S_{Q_1 k} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{q_i} S_{Q_i k} \tag{8-21}$$

荷载准永久组合的效应设计值

$$S = \sum_{j=1}^{m} S_{G_j k} + \sum_{i=1}^{n} \psi_{q_i} S_{Q_i k} \tag{8-22}$$

铁路隧道设计中常用荷载的组合方式见表 8-4。

表 8-4 铁路隧道荷载组合

结构类别	条件	组合形式
深埋隧道	—	组合Ⅰ：结构自重＋结构附加恒载＋围岩压力
	计外水压力	组合Ⅰ＋静水压力及浮力
浅埋隧道	—	组合Ⅰ＋隧道上方破坏棱体内设施及建筑物荷载
	计外水压力	组合Ⅰ＋隧道上方破坏棱体内设施及建筑物荷载＋静水压力及浮力
	地震工况	组合Ⅰ＋隧道上方破坏棱体内设施及建筑物荷载＋地震荷载
立交明洞	—	组合Ⅰ＋土压力＋与隧道立交的铁路公路列车荷载及动力作用
截面厚度大的明洞衬砌及刚架式棚洞	—	组合Ⅰ＋土压力＋混凝土收缩和徐变影响＋隧道内列车冲击力
明洞衬砌及刚架式棚洞	—	组合Ⅰ＋土压力＋落石冲击力或地震荷载

《公路隧道设计细则》(JTG/T D70—2010)给出了可能的荷载组合（表 8-5），取其中最不利组合进行设计或验算。

表 8-5 公路隧道荷载组合

序号	组合形式	简写名称	作用名称
①	基本组合Ⅰ	QZH-Ⅰ	永久荷载＋基本可变荷载
②	基本可变组合Ⅱ	QZH-Ⅱ	组合Ⅰ＋其他可变荷载（不含冻胀力和施工荷载）
③	其他可变组合Ⅲ	QZH-Ⅲ	组合Ⅰ＋其他可变荷载（不含冻胀力） 组合Ⅰ（不围岩压力）＋其他可变荷载（不含冻胀力）
④	偶然荷载组合Ⅳ	QZH-Ⅳ	永久荷载＋设备动荷载＋落石冲击 永久荷载＋设备动荷载＋地震作用 永久荷载＋设备动荷载＋人防荷载
⑤	验算组合Ⅴ	QZH-Ⅴ	永久荷载＋基本可变荷载

荷载组合分项系数取值见表 8-6。

表 8-6 荷载组合分项系数取值

编号	荷载分类	荷 载 名 称	QZH-Ⅰ	QZH-Ⅱ	QZH-Ⅲ	QZH-Ⅳ	QZH-Ⅴ
1	永久可变荷载	围岩形变压力或膨胀压力	1.2	1.0	1.1	1.0	1.35
2		围岩松散压力	1.35	1.0	1.2	1.0	1.2
3		结构自重	1.35	1.0	1.2	1.0	1.2
4		结构附加恒载	1.35	1.0	1.2	1.0	1.2
5		混凝土收缩和徐变影响力	1.35	1.0	1.2	1.0	1.2
6		水压力	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0
7		水的浮力	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
8		结构基础变位影响力	1.2	1.0	1.0	1.0	1.35
9		地面建筑荷载影响力	1.35	1.0	1.2	1.0	1.2
10	基本可变荷载	通行公路车辆、人群荷载	1.4	1.0	1.2	1.0	1.2
11		与隧道立交的公路车辆荷载	1.4	1.0	1.4	—	1.2
12		与隧道立交的铁路荷载	1.4	1.0	1.4	—	1.2
13		风机等设备动荷载	1.4	1.0	1.4	1.0	1.2
14	其他可变荷载	与隧道交叉渡槽流水压力	—	1.0	1.4	—	—
15		温度变化影响力	—	1.0	1.4	—	—
16		冻胀力	—	1.0	1.4	—	—
17		地面施工荷载	—	—	1.4	—	—
18		隧道施工荷载	—	—	1.4	—	—
19	偶然荷载	落石冲击力	—	—	—	1.0	—
20		地震作用力	—	—	—	1.0	—
21		人防荷载	—	—	—	1.0	—

8.2.3 隧道衬砌内力计算

下面主要介绍三类隧道衬砌的计算方法：明挖法矩形衬砌结构、暗挖矿山法复合式衬砌结构和盾构圆形衬砌结构。

1. 矩形衬砌结构

矩形框架结构多用于浅埋、明挖施工的地下结构，这种结构在荷载作用下的变形不明显，计算中一般不考虑地层的侧向抗力。

当框架跨度较小时，地基反力按直线分布假定。当框架跨度较大时，可将结构简化为弹性半无限地基上的闭合结构。

矩形结构一般承受以下荷载。

(1) 顶板：顶板自重、竖向土层压力、水压力、竖向特殊荷载(地面超载、建筑物荷载、人防荷载等)。

(2) 侧墙：侧向土压力、水压力和侧向特殊荷载。

(3) 底板：底板自重、传递荷载(顶板、侧墙、立柱等)、地面特殊荷载。

(4) 基底：假定结构是刚性的，可根据静力平衡求得基底反力；假定为文克尔地基上的

矩形结构,可根据地基变形计算任意一点反力。

计算图示如图 8-5 所示。

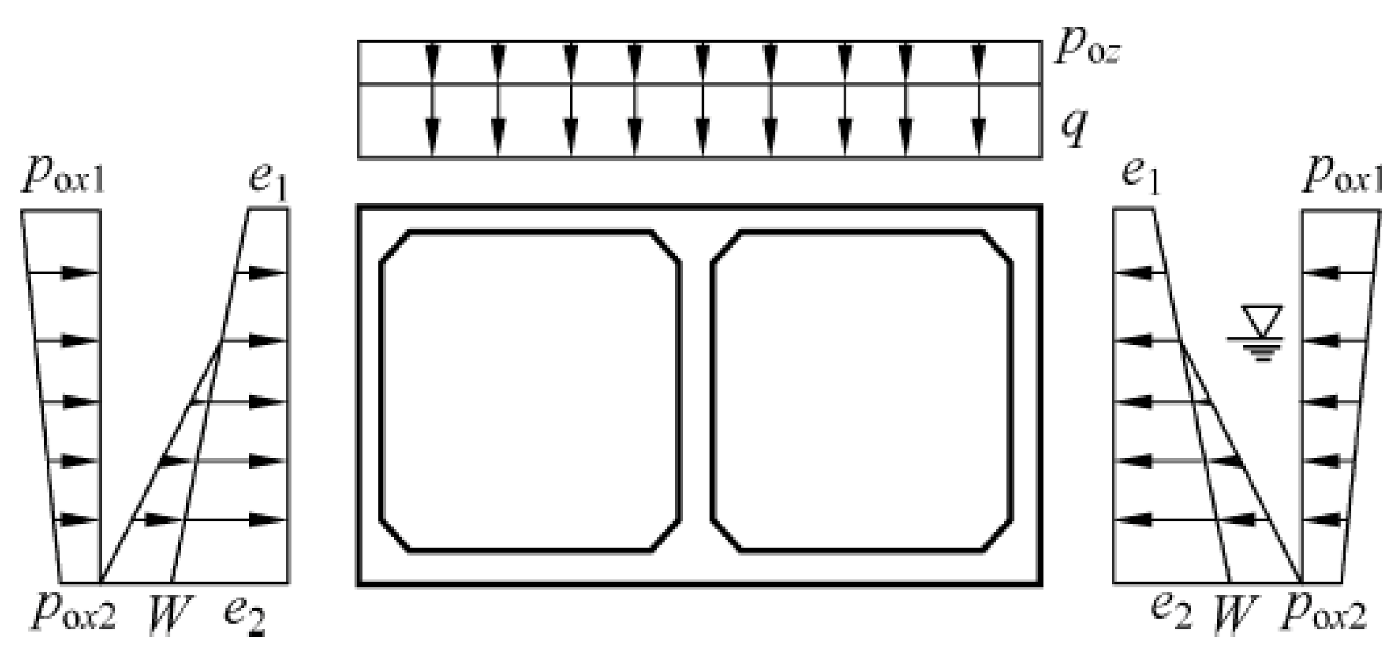


图 8-5 矩形框架受力图

在不考虑线位移情况下,用形变法中的力矩分配法计算矩形闭合框架较为简便。为了简化计算,可认为结构是等截面的,并考虑中隔墙只承受轴力,如图 8-6 所示。

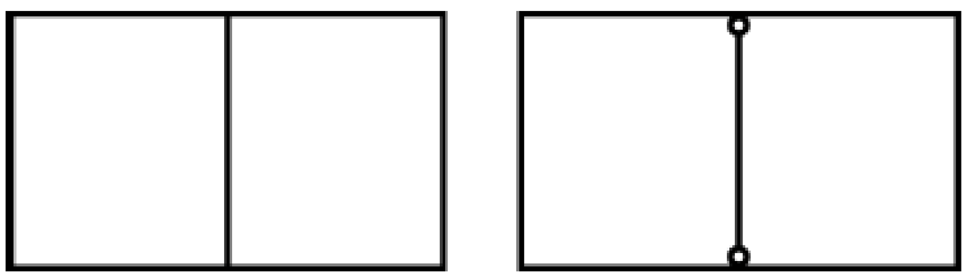


图 8-6 矩形框架简化图

当框架的跨度较大时,可将框架结构简化为弹性地基上的闭合刚架(图 8-7)。

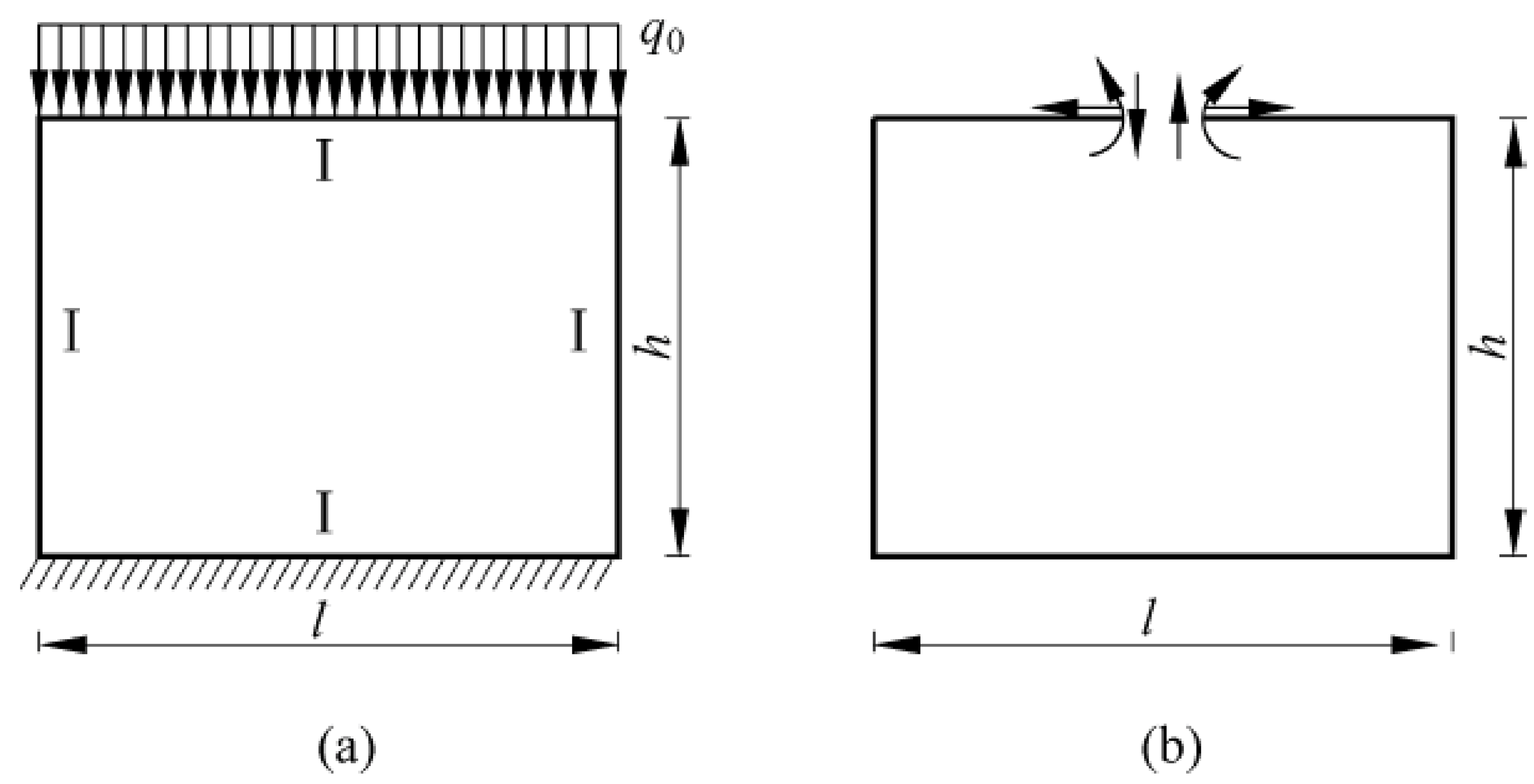


图 8-7 矩形框架简化图

(a) 框架受力情况;(b) 简化为闭合刚架

也可以将上部刚架和底板分开进行计算,再根据切口处反力或变形相等,求出切口处的未知力和未知位移,而后计算出刚架和底板的内力(图 8-8)。

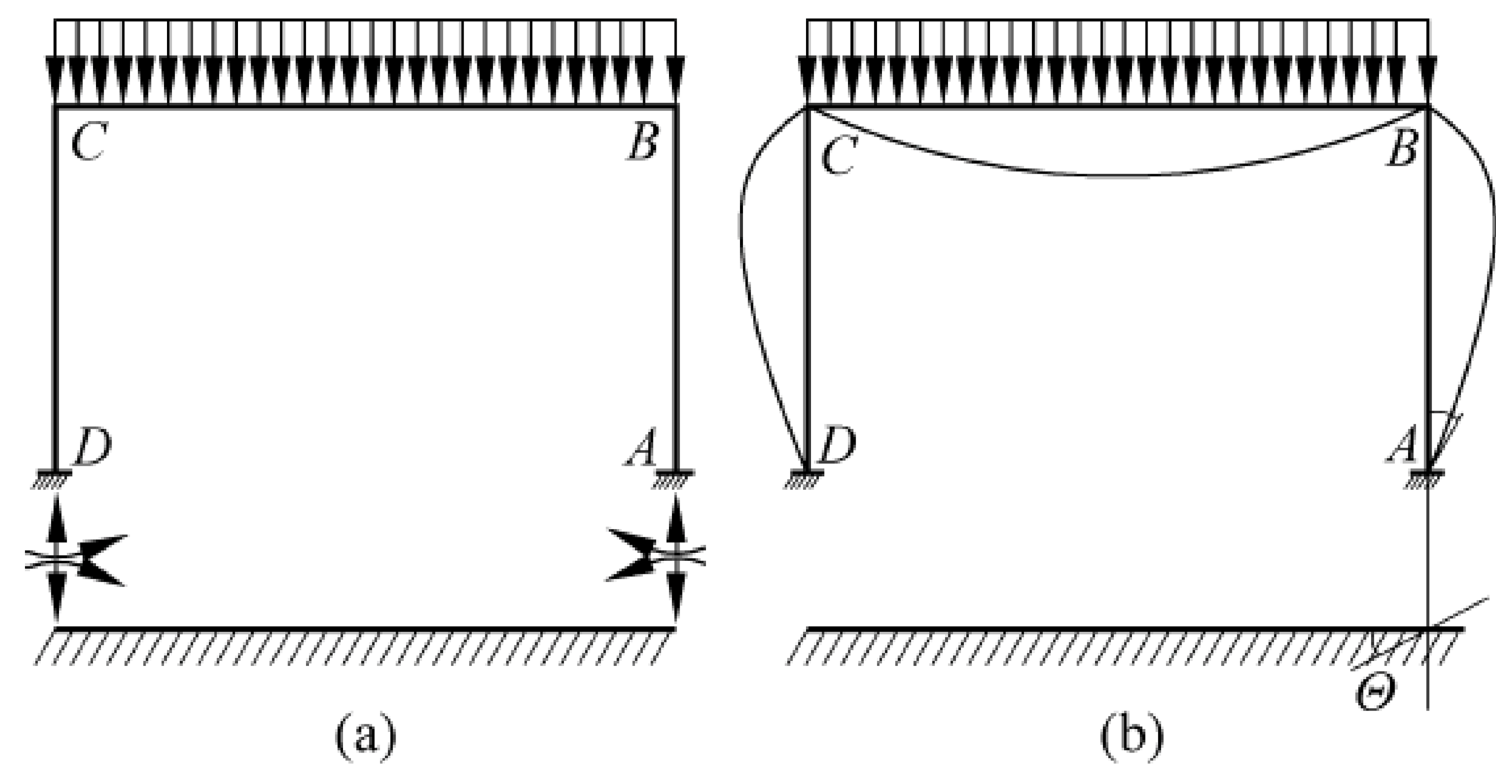


图 8-8 矩形框架简化图

(a) 上下分开;(b) 变形协调

2. 暗挖复合式衬砌结构

采用暗挖矿山法或新奥法施工的隧道衬砌结构通常采用马蹄形复合式衬砌结构。铁路隧道、公路隧道和地铁设计规范中指出，在进行复合式衬砌结构计算时，应综合考虑包括围岩在内的支护结构、断面形状、开挖方法、施工顺序和断面闭合时间等因素，充分发挥围岩的自承能力，通过理论分析或工程类比的方法判断初期支护的稳定性。

在复合式衬砌结构设计计算中，应将初期支护作为主要的承载结构进行设计，承担施工期间的全部荷载，其设计参数可采用工程类比法确定。二次衬砌根据围岩类别和地质条件的不同与初期支护按承载比例共同承担外部荷载，《地铁设计规范》(GB 50157—2013)指出，对于第四纪土层中的浅埋隧道、通过流变性或膨胀性围岩的隧道，初期支护应具有较大的刚度和强度，宜提前施作二次衬砌，由初期支护和二次衬砌共同承担外部荷载。《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)规定：Ⅰ～Ⅲ级围岩二次衬砌作为安全储备，Ⅳ～Ⅵ级围岩分七种情况将二次衬砌作为承载结构设计。这七种情况包括浅埋偏压地段；抗震设防及国防设防段；承受冻胀力段；承受水头压力地段；特殊地层地段；施工大量塌方地段；需提前施作二次衬砌地段。但铁路隧道设计规范没有给出承载比例。

《公路隧道设计细则》(JTG/T D70—2010)中采用与地铁和铁路隧道相同的初期支护和二次衬砌计算方法，但给出了承载比例取值，如表8-7所示。

表8-7 公路隧道复合式衬砌初期支护与二次衬砌承载比例 %

围岩级别	初期支护承载比例		二次衬砌承载比例	
	双车道隧道	三车道隧道	双车道隧道	三车道隧道
Ⅰ、Ⅱ	100	100	安全储备	安全储备
Ⅲ	100	≥80	安全储备	≥20
Ⅳ	≥70	≥60	≥30	≥40
Ⅴ	≥50	≥40	≥50	≥60
Ⅵ	≥30	≥30	≥80	≥85
浅埋地段	≥50	≥30～50	≥60	≥60～80

当初期支护的设计承载比例小于设计荷载50%时，理论上不能保证施工过程中的长期安全，应采取合理的分步施工方案，给出二次衬砌的合理施作时间。

由于复合式衬砌的设计计算涉及的因素众多，目前还没有统一的计算方法，地铁和铁路隧道设计规范中仅给出了原则性规定，《公路隧道设计细则》(JTG/T D70—2010)对复合式衬砌的计算给出了较详细的计算说明，下面以公路隧道规范进行阐述。

1) 弹性抗力的处理原则

对于隧道初期支护及仰拱，在结构计算时，应验算压应力、拉应力、剪切应力。对设置有柔性防水层的复合衬砌的二次衬砌，可仅考虑围岩对结构的压应力作用。计入弹性抗力时，应注意以下几点。①考虑弹性抗力作用出现拉应力的区段，应不超过结构与围岩的粘结力及岩体抗拉强度；在拱部90°范围内，可不计入弹性抗力作用。当隧道为极浅埋结构且周边为相对软弱的土体时，侧边的最大弹性抗力与被动土压力大小相关，但不应超过被动土压力的50%。当为深埋隧道时，侧边的最大弹性抗力不应超过计算点土体的地基承载容许值。

②影响弹性抗力大小及分布形式的因素有岩体强度、结构刚度与变形量、衬砌周边回填状况以及外荷载的大小与分布形式等。岩体强度越高，弹性抗力系数越大，弹性抗力作用越显著。结构刚度相对于岩体越大，弹性抗力分布越均匀；反之，则越集中于结构产生最大变形量附近。衬砌回填越密实，弹性抗力越能发挥作用。

弹性抗力可采用假定分布函数法、弹性地基梁法、连杆单元法、弹性地基单元法等多种方法计算，应根据结构计算方法及结构工作状态合理选取计算方法。

（1）弹性抗力分布函数法可假定拱部弹性抗力按抛物线分布，其中抗力零点位于拱顶两侧 45°附近，抗力最大点位于拱脚。对于边墙的弹性抗力计算则有如下假定：如为弹性地基刚梁，可假定弹性抗力按直线分布；如为弹性地基短梁，可假定弹性抗力按负抛物线分布；如为弹性地基长梁，可取上部换算长度为短梁的部分，其弹性抗力按负抛物线分布，其余部分为零。

（2）弹性地基梁法可用于计算边墙及仰拱的弹性抗力作用。

（3）连杆单元法将地层对结构的反作用简化为若干与围岩弹性抗力系数、结构计算宽度以及单元长度相关的弹簧，将弹簧刚度并入结构总刚度矩阵中求解。在不考虑拉抗力作用的部位，可将该部位弹簧连杆的刚度值取为零。

（4）弹性地基单元法将结构视为与围岩共同变形的弹性地基上的梁，对于边墙及仰拱结构既应考虑围岩对结构的压力，又应考虑围岩对结构的拉力的完全弹性地基梁，可直接采用标准刚度矩阵法进行计算；二次衬砌则仅计入围岩对结构的压力作用，应作为不完全弹性地基梁，对标准刚度矩阵进行适当修正。

2）初期支护内力计算

在对喷射混凝土＋钢拱架型的初期支护结构计算中，在Ⅳ～Ⅵ级围岩地段，喷射混凝土层厚度一般为 18～30cm，宜将喷射混凝土层与钢拱架视为整体进行内力计算，共同分析其承载能力，如图 8-9 所示。计算承载能力时，周边岩体对结构的弹性抗力应按完全弹性地基梁计算。在边墙及拱部靠近边墙一定范围内，当结构在外荷载作用下具有压向围岩的位移时，应计算围岩对结构的压抗力作用；当结构发生远离围岩的位移时，应计算围岩对结构的拉力作用，作用力大小与位移成正比。拱部弹性抗力采用前述方法处理。

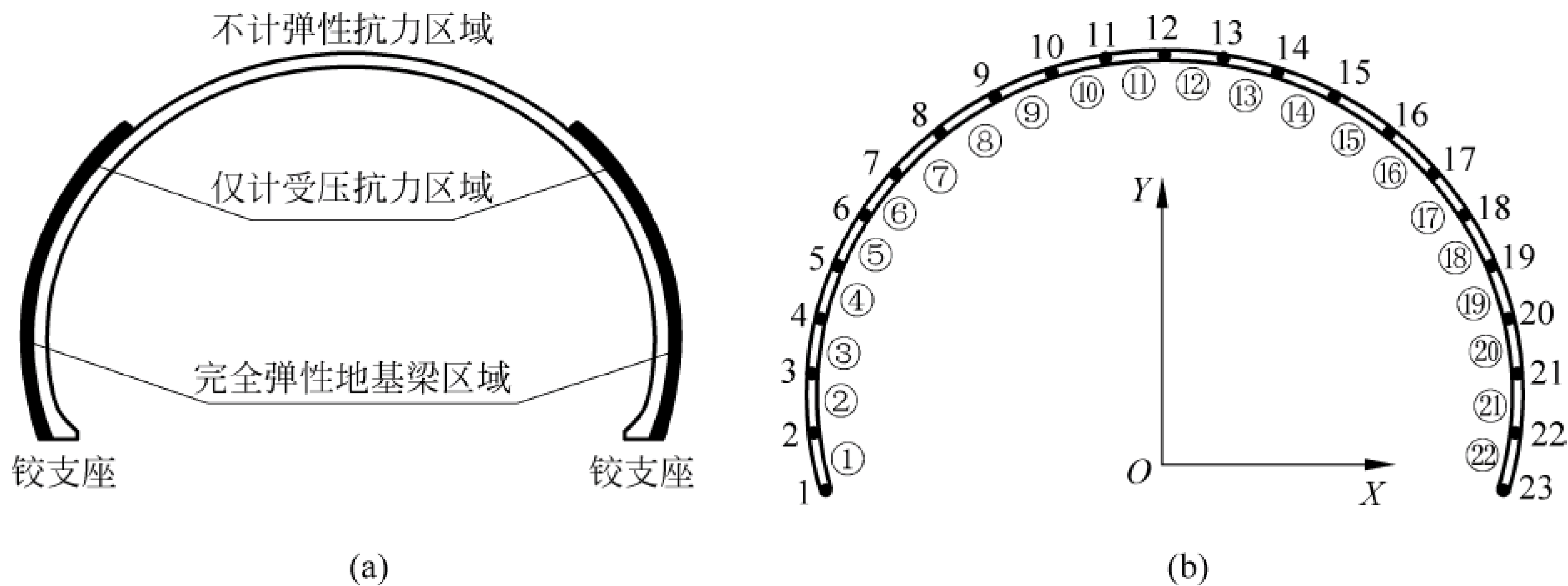


图 8-9 初期支护结构计算简图

（a）计算简化；（b）单元划分

3）二次衬砌内力计算

当初期支护与二次衬砌之间设有防水层时，围岩对二次衬砌的弹性抗力作用仅计入径

向压力。当初期支护与二次衬砌间未设置防水层时，应按叠合梁结构计算内力，并根据刚度大小进行内力分配。当二次衬砌基础较窄时，宜将二次衬砌简化为完全铰支座，二次衬砌基础较宽时，可将其简化为弹性铰支座。如果二次衬砌设有仰拱，且先期施工的仰拱与边墙基础连接良好时，可将其简化为封闭的受力结构，或将二次衬砌基础简化为完全固结的支座形式(图 8-10)，然后按照结构力学方法进行二次衬砌内力计算。

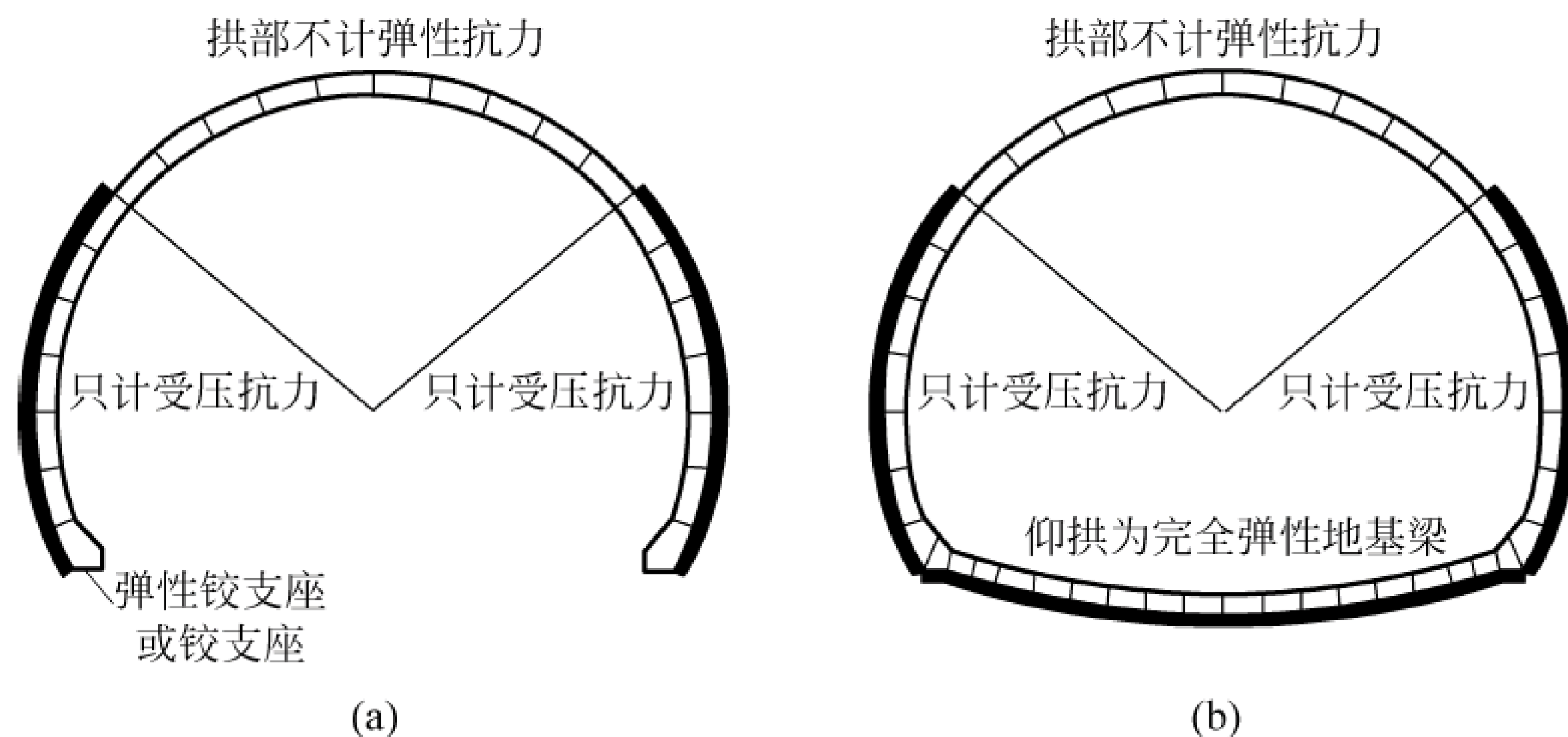


图 8-10 二次衬砌结构计算简图

(a) 铰支座；(b) 固结支座

《地铁设计规范》(GB 50157—2013)对复合式衬砌结构作出如下规定：应考虑在长期使用过程中，外部荷载因初期支护材料性能退化和刚度下降对二次衬砌的转移。也就是说，二次衬砌承担荷载可能存在较大变化，规范条文中没有详细说明这一问题，目前没有统一方法，可采取适当提高弹性抗力系数方法来分析二次衬砌受力。

对于浅埋复合式衬砌结构，也可用地层结构法分析其内力，可参考本章其他内容或其他资料。

3. 圆形衬砌结构

暗挖圆形隧道通常采用盾构法施工和装配式管片衬砌形式，在地铁和铁路隧道中较为常见，盾构圆形隧道的结构设计，应根据结构形式、受力特征、使用要求和所处环境等因素，就施工和使用阶段可能出现的荷载进行最不利组合。圆形隧道的计算模型应根据地层特性、衬砌构造特点及施工工艺等确定，并应计入衬砌与围岩共同作用及装配式衬砌接头的影响，可采用自由圆环法、修正惯性计算法和梁弹簧模型等方法计算。对于圆形衬砌，可视地层情况分别采用三类方法进行计算。

1）自由圆环法

埋于松软、饱和土层(标准贯入试验锤击数 $N=2\sim4$)的衬砌，当结构变形，土层一般无法提供被动抗力，为计算方便，可略去接头刚度对衬砌圆环内力的影响，按自由变形的匀质圆环来计算衬砌结构内力。接缝刚度不足时，常采用衬砌环的错缝拼装予以弥补，自由变形圆环法对分块较少的衬砌环结构尤为合适。

作用在衬砌上的主要荷载包括土压力和水压力。竖向压力包括衬砌上方土重和拱背上的土重。水平压力根据主动土压力公式计算。静水压力一般按低水位进行计算。隧底地层反力按直线分布假定进行计算。

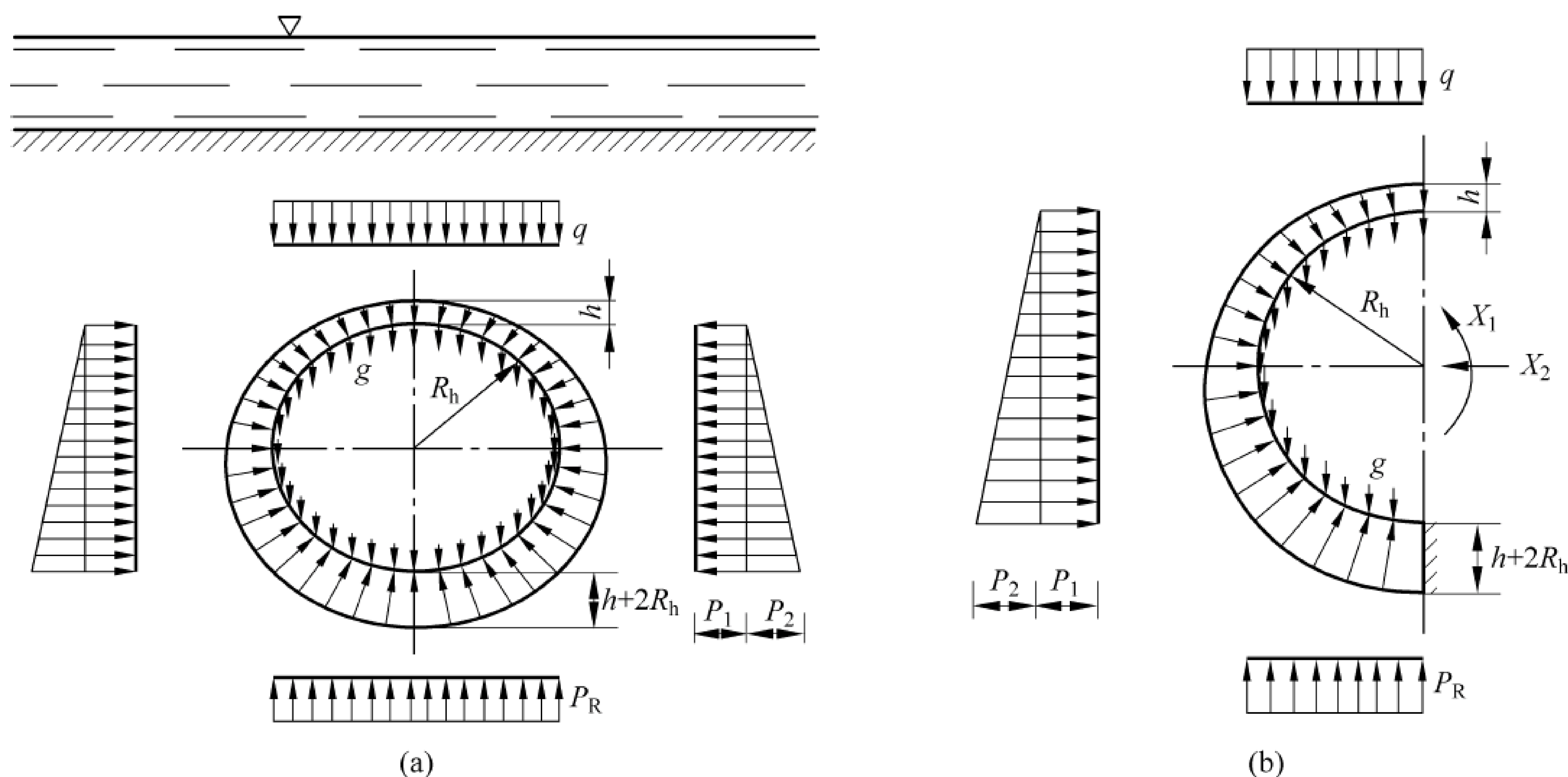


图 8-11 自由变形法

(a) 荷载作用；(b) 简化计算

按结构力学解析法可得到衬砌中与竖轴成 φ 角的任一截面的弯矩 M(内侧拉为正)和轴力 N(受压为正)为

$$M = M_p + X_1 - X_2 R_h \cos\varphi \tag{8-23}$$

$$N = N_p + X_2 \cos\varphi \tag{8-24}$$

式中 M_p——外荷载产生的弯矩；

N_p——外荷载产生的轴力。

2) 修正惯性计算法

这一方法是地铁和铁路隧道设计规范共同推荐方法之一。修正惯性计算法是一种将隧道视为自由变形的圆环，采用荷载结构模型进行盾构隧道分析的方法。接头对结构刚度的影响通过采用小于 1 的刚度折减系数 η 来体现，不考虑接头的具体位置，如图 8-12(a)所示。错缝拼装时，由于环与环间存在弯矩传递现象，设计中采用弯矩增大系数 ξ 来计算相邻两环对目标环引起的附加弯矩，这样，目标环管片的设计弯矩就取 $(1+\xi)M$，而接头设计弯矩则为 $(1-\xi)M$。统计表明，对于错缝拼装，η 一般取 0.7～0.8，相应的附加弯矩增大系数 ξ 取 0.2～0.5；而对于通缝拼装，η 一般取 0.6～0.7，相应的附加弯矩增大系数 ξ 一般取 0。由于自由变形圆环在对称荷载作用下可简化成如图 8-12(b)所示的基本结构，通过其顶部弹性中心处相对角变化和相对水平位移等于 0 的条件，可方便地计算出多余未知力和各截面的内力。荷载作用如图 8-13 所示。

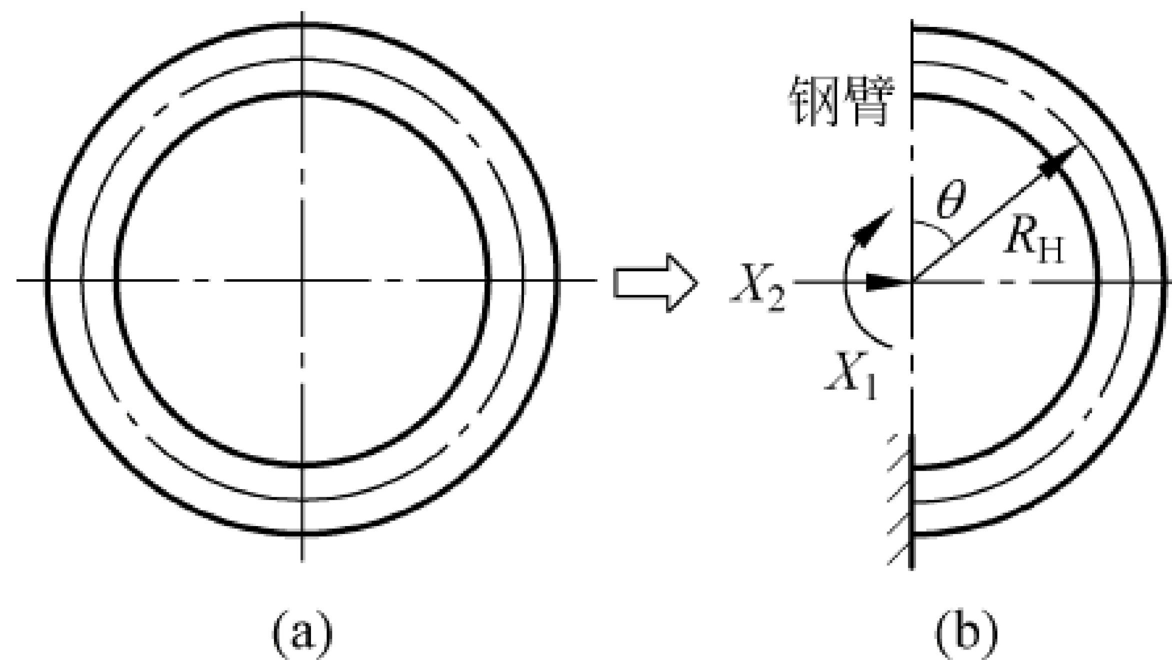


图 8-12 修正惯性计算法

(a) 结构；(b) 简化

3) 梁弹簧模型计算法

在实际工程中，可将管片模拟成曲线梁或直

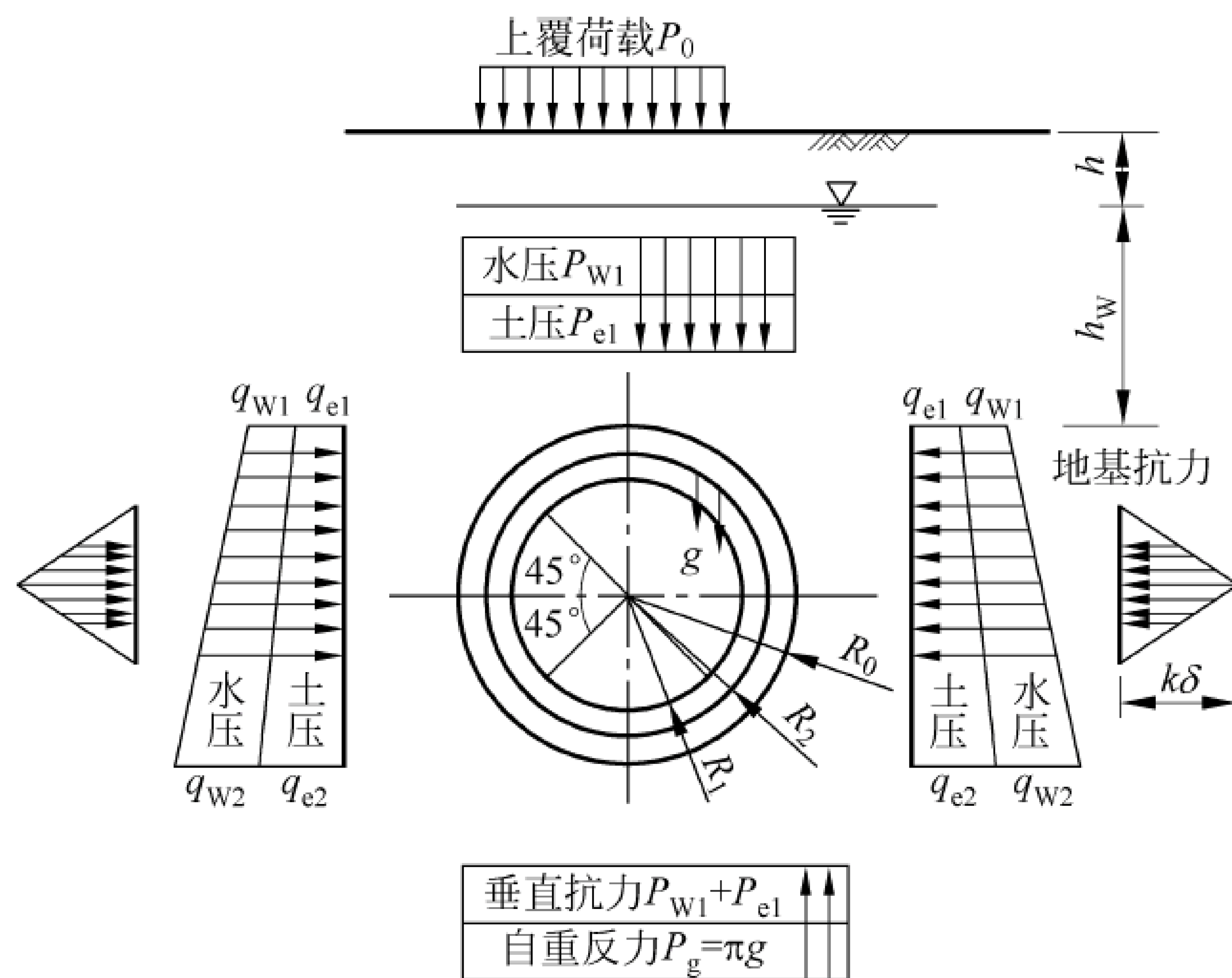


图 8-13 荷载计算简图

线梁，地下装配式圆形衬砌结构螺栓接头能够承担一定的弯矩、轴力和剪力，且接头的变形和内力呈线性关系，因此接头用旋转弹簧和剪切弹簧替代，梁弹簧模型计算法对埋设于标准贯入击数 N 为 2～4 土层中的隧道结构，可以考虑衬砌与地层共同作用，对任意一种管片环组装方式和接头位置下的衬砌环、接头螺栓变形和内力进行计算。通过在计算过程中引入抗弯刚度、抗剪刚度等结构力学参数，梁弹簧模型计算方法较好地评价了管片接头所引起的刚度下降以及衬砌环的错缝拼装效应。目前，该方法所用各类刚度系数主要通过接头试验或数值计算确定，计算方法如图 8-14 所示。

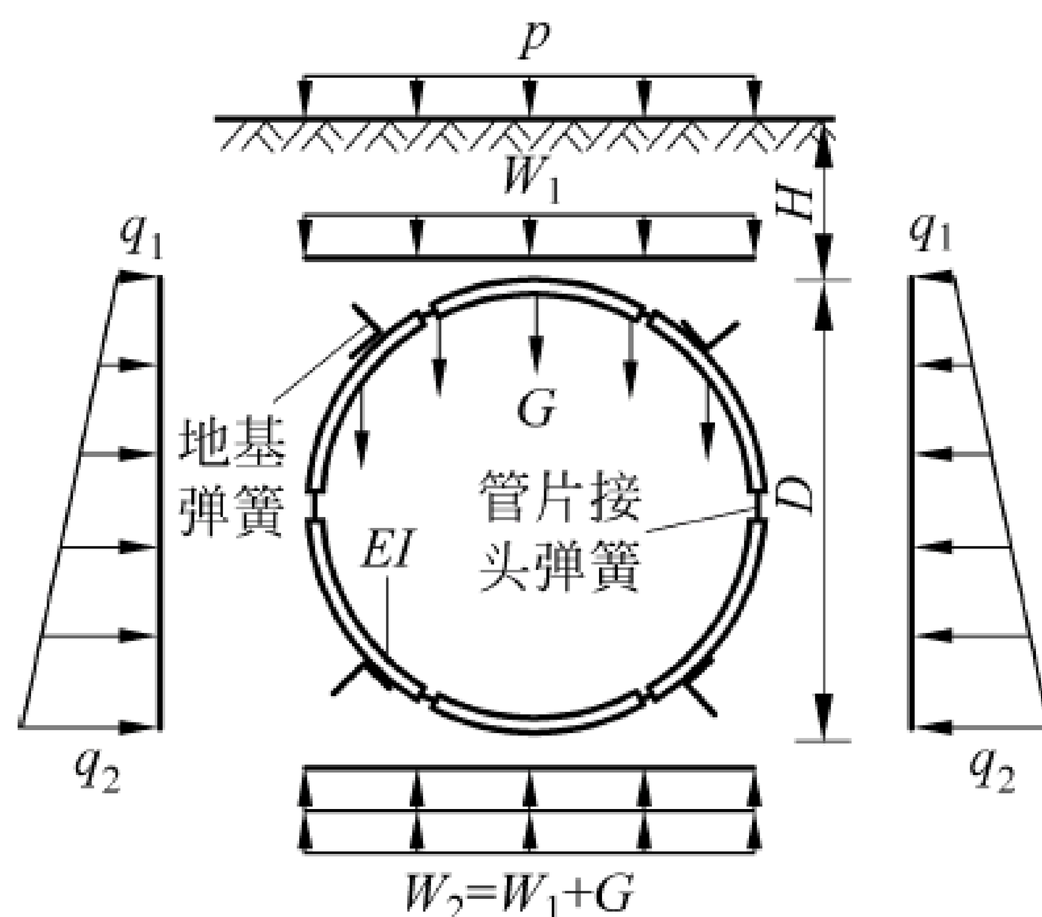


图 8-14 梁弹簧模型计算法

8.2.4 隧道洞门计算

洞门是支挡洞口正面仰坡和路堑边坡的结构物，因此，洞门的端墙和翼墙均可视为墙背承受土压力的挡土墙结构，根据挡土墙理论设计。

根据现行的铁路和公路隧道设计规范，应按照表 8-8 的要求计算洞门墙，与挡土墙一样，用容许应力法检算其强度，按极限状态验算其强度，并检算其绕墙趾倾覆及沿基底滑动的稳定性。并应符合相关的地基与基础设计规范的有关规定。

表 8-8 洞门墙检算规定

墙身截面压应力 σ	≤容许应力
墙身截面偏心距 e	≤0.3 倍截面厚度
基底应力 σ	≤地基容许承载力

续表

基底偏心距 e	铁路隧道：石质地基≤$B/4$、土质地基≤$B/6$ 公路隧道：岩石地基≤$0.2B$、土质地基≤$0.16B$ (B 为墙底宽度)
滑动稳定系数 K_c	≥1.3(铁路隧道规定抗震验算时≥1.1)
倾覆稳定系数 K_0	≥1.5(铁路隧道规定抗震验算时≥1.3)

下面以公路隧道设计规范为例，给出洞门土压力及检算洞门墙稳定性(图 8-15)和强度的计算公式。

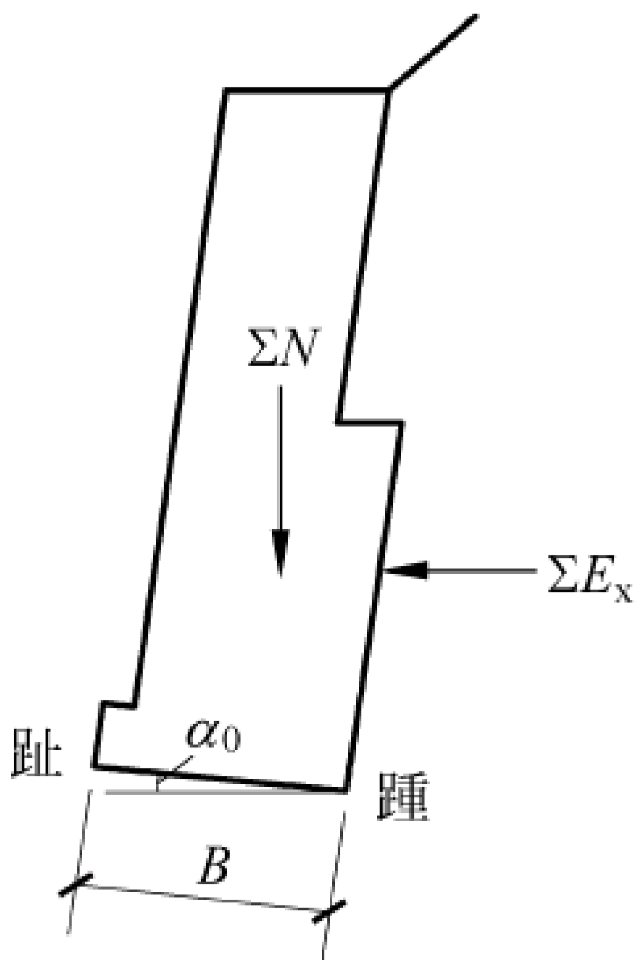


图 8-15 翼墙受力图

1) 洞门土压力计算

作用于洞门端墙及挡(翼)墙的墙背主动土压力按库仑理论计算，墙前部的被动土压力一般不予考虑。

洞门土压力可采用下列公式计算：

$$E = \frac{1}{2}\gamma H^2 \lambda \tag{8-25}$$

式中 E——作用于洞门墙上的主动土压力；

γ——土体的重度；

H——挡土墙的高度；

λ——土压力系数。

土压力系数计算公式：

$$\lambda = \frac{(\tan\omega - \tan\alpha)(1 - \tan\alpha\tan\varepsilon)}{\tan(\omega + \varphi)(1 - \tan\omega\tan\varepsilon)} \tag{8-26}$$

$$\tan\omega = \frac{\tan^2\varphi + \tan\alpha\tan\varepsilon - \sqrt{(1+\tan^2\varphi)(\tan\varphi - \tan\varepsilon)(\tan\varphi + \tan\alpha)(1 - \tan\alpha\tan\varepsilon)}}{\tan\varepsilon(1+\tan^2\varphi) - \tan\varphi(1 - \tan\alpha\tan\varepsilon)} \tag{8-27}$$

式中 α——背与垂直面的夹角；

φ——墙背与土体间的摩擦角；

ε——土体表面与水平面的夹角；

ω——最危险破裂面与垂直面的夹角；

δ——土压力与墙背法线的夹角。

2) 倾覆稳定计算

$$K_0 = \frac{\sum M_y}{\sum M_0} \tag{8-28}$$

式中 K_0——基底的倾覆稳定系数；

$\sum M_y$—— 全墙的稳定力系对墙趾的总力矩；

$\sum M_0$—— 全墙的倾覆力系对墙趾的总力矩。

3) 滑动稳定计算

基底为水平时，

$$K_c = \frac{\sum N \cdot f}{\sum E_x} \tag{8-29}$$

基底为倾斜时，

$$K_c = \frac{\left(\sum N + \sum E_x \tan\alpha_0\right) f}{\sum E_x - \sum N \tan\alpha_0} \tag{8-30}$$

式中 K_c——基底的滑动稳定系数；

$\sum N$——作用于基底上的总垂直力；

$\sum E_x$——主动土压力的总水平分力；

f——基底摩擦系数；

α_0——基底倾斜角。

4）基底偏心距计算

基底为水平时，

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_y - \sum M_0}{\sum N} = \frac{B}{2} - C \tag{8-31}$$

基底为倾斜时，

$$e = \frac{B'}{2} - \frac{\sum M_y - \sum M_0}{\sum N'} = \frac{B'}{2} - C' \tag{8-32}$$

式中 e——基底合力的偏心距；

B、B'——水平、倾斜基底的厚度；

$\sum N'$——作用于倾斜基底上的总垂直分力，

$$\sum N' = \sum N\cos\alpha_0 + \sum E_x \sin\alpha_0$$

C、C'——$\sum N$、$\sum N'$ 对墙趾的力臂。

5）基底压应力计算

基底为水平时，

$$\left.\begin{aligned} & e \leqslant \frac{B}{6} \\ & \sigma = \frac{\sum N}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \end{aligned}\right\} \tag{8-33}$$

$$e > \frac{B}{6}, \quad \sigma_{max} = \frac{2\sum N}{3C} \tag{8-34}$$

基底为倾斜时，

$$e \leqslant \frac{B'}{6}, \quad \sigma = \frac{\sum N'}{B'}\left(1 \pm \frac{6e}{B'}\right) \tag{8-35}$$

$$\left.\begin{aligned} & e > \frac{B'}{6} \\ & \sigma_{max} = \frac{2\sum N'}{3C'} \end{aligned}\right\} \tag{8-36}$$

6）洞门墙身截面偏心及强度

偏心距

$$e_0 = \frac{M}{N} \tag{8-37}$$

应力

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{b}\left(1 \pm \frac{6e_0}{b}\right) \tag{8-38}$$

式中 M——计算截面以上各力对截面形心力矩的代数和；

N——作用与截面以上垂直力之和；

A——截面面积；

W——截面抵抗矩；

b——截面宽度。

8.2.5 地铁车站结构计算

1. 车站结构静力计算

地铁车站一般有两种形式：拱形和矩形。拱形车站适用于暗挖施工的结构形式；矩形车站多用于明挖法施工。由于两种结构的施工方法和受力特点不同，其结构计算方法也存在较大区别。而且，车站的结构计算比区间隧道的结构要复杂得多，还没有统一的方法用于车站结构计算。下面介绍一些结构计算中的原则和关键点。

1）明挖顺作法修建的多跨多层车站计算方法

国际隧道协会多数成员认为可将其视为一次整体受力的支承在弹性地基上的框架模型进行计算。计算中应注意以下两点：

（1）底板的计算弹簧反力不应大于地基的承载力。对于软弱地层，需通过多次计算才能取得较为接近实际的反力分布。

（2）在水反力的作用下，底板弹簧不能受拉。

2）盖挖逆作法修建的多跨多层车站计算方法

盖挖法是适用于市中心交通流量大、修建浅埋地铁车站的一种有效方法。盖挖逆作地铁车站结构受力、刚度、支承条件和荷载是随开挖过程不断变化。地面车辆荷载、边墙承受荷载、基坑侧壁的土压力、结构沉降等问题都会影响结构内力，必须根据盖挖施工工艺及结构特点，建立能反映结构实际受力状态的分析方法。主要问题及方法如下：

（1）采用平面杆系矩阵位移法计算车站结构受力。

（2）采用能反映地层与结构的相互作用及土体非线性特性的单元模型进行模拟，通常采用弹性支撑链杆模型。用水平支撑链杆模型模拟地层对侧墙及中间柱水平位移的约束作用；用竖向弹性链杆模型模拟地层对底板、侧墙底部及中间柱底部垂直位移的约束作用；用切向弹性支撑链杆模拟地层摩阻力对侧墙及中间柱位移的约束作用。支撑链杆采用能反映土体非线性的理想弹塑性模型，详细资料参考其他教材。

（3）为了确切模拟分布开挖过程及使用阶段不同的受力状况，将结构受力的变化过程划分为若干个相对独立的阶段进行计算。划分原则是结构组成、支承情况发生较大变化或

结构受力发生很大变化。

(4) 能反映结构受力的继承性。关键是要根据盖挖逆作法的施工工艺确定引起体系内力改变的每一个荷载增量。

3) 计算参数确定

在地下结构计算中,侧向土压力和地基弹性抗力系数是两个重要参数。

侧向土压力的大小与墙体的变形有关,可按下列两种方式之一处理:①边墙开挖面以上视为无约束构件、开挖面以下视为弹性地基梁。通常,在饱和软土地层中,施工阶段取主动土压力,使用阶段取静止土压力;当地层稳定时,施工阶段也可取静止土压力、基坑侧开挖面以下取静止土压力时,它与墙体水平弹性抗力叠加后不应大于其被动土压力。②边墙全高视为弹性地基梁。以静止土压力作为初始计算荷载,墙体的有效土压力为计算荷载与土体水平弹性抗力的代数和,且处于主动土压力与被动土压力之间。

地基抗力系数不仅与地层有关,而且与结构的受载面积、形状和变形方向等因素有关。弹性抗力系数计算经验公式多与土壤变形模量有关。具体使用过程中可根据试验、经验公式或查有关表格选用。

4) 暗挖车站结构计算原则

暗挖车站一般可视为平面应变问题,采用连续介质模型或荷载结构模型,用有限元方法求解,必要时可按空间问题考虑。按连续介质模型分析时,围岩、初期支护和二次衬砌都可以采用连续单元模拟。荷载结构模型方法同前。

围岩的形变压力可采用围岩中的已存应力(第一次开挖时即为初始地应力)释放而形成的释放荷载模拟。

采用连续介质模型时,可将围岩视为弹塑性体,也可将其简化为等效弹性体。

锚杆可采用杆单元模拟,也可视为提高围岩力学性能的手段。

2. 车站结构抗震计算方法

在地铁抗震设计中,现行规范对车站和区间隧道结构的地震反应计算方法要求如表 8-9 所示。

表 8-9　地铁地震反应计算方法

<table>
<tr><th>结构构件</th><th>抗震设防类别</th><th colspan="2">设计计算方法</th></tr>
<tr><td rowspan="3">车站结构</td><td>特殊设防类</td><td>反应位移法
反应加速度法
弹性时程分析方法</td><td rowspan="5">需考虑土层非线性时,应采用非线性分析方法</td></tr>
<tr><td rowspan="2">重点设防类、标准设防类</td><td>反应位移法
反应加速度法</td></tr>
<tr><td>反应加速度法
非线性时程分析方法</td></tr>
<tr><td rowspan="2">区间隧道</td><td rowspan="2">重点设防类</td><td>反应位移法
反应加速度法</td></tr>
<tr><td>反应加速度法
非线性时程分析方法</td></tr>
</table>

地铁车站结构的地震反应计算方法有反应位移法、反应加速度法、线性时程分析法、非线性时程分析法等。反应位移法和时程分析法适用于横向及纵向地震反应计算，反应加速度法适用于横向地震反应计算。反应位移法适用于弹性阶段反应分析，采用荷载-结构模型建模分析。反应加速度法和时程分析法既适用于弹性阶段反应分析也适用于弹塑性阶段反应分析，采用地层-结构模型建模分析。

根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909—2014)相关内容，对重点设防的地下车站结构进行地震反应计算分析时，抗震性能要求为Ⅰ时(E1 及 E2 地震作用下)，采用反应位移法和反应加速度法；抗震性能要求为Ⅱ时(E3 地震作用下)，采用非线性时程分析法和反应加速度法。

1) 反应位移法

采用反应位移法进行隧道与地下结构横向地震反应计算时，可将周围土体作为支承结构的地基弹簧，结构采用梁单元进行建模，如图 8-16 所示。模型中应考虑土层相对位移、结构惯性力和结构周围剪力作用。其计算方法、公式及参数根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909—2014)第 6.6 节及其条文说明进行确定。

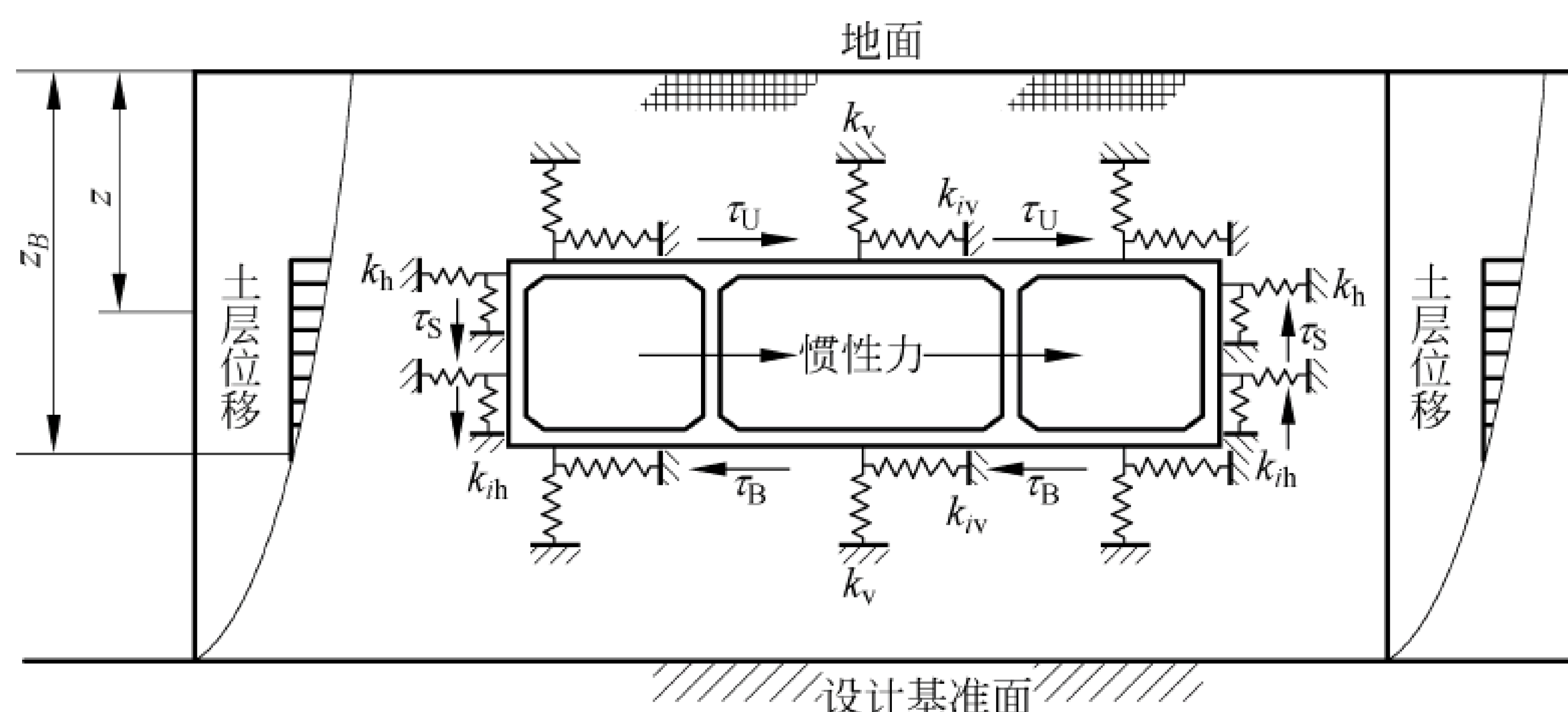


图 8-16 横向地震反应计算的反应位移法

① 土层位移计算。

隧道结构抗震设计中，地震时土层沿深度方向的水平位移具体数值可由下式求出：

$$U_{(z)}=\frac{1}{2}u_{\max}\cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \tag{8-39}$$

式中 $U_{(z)}$——地震时深度 z 处土层的水平位移，m；

z——深度，m；

$u_{\max}$——场地地表最大位移；

H——地面至地震作用基准面的距离，m。

关于 H 的取值，对于埋置于地层中的隧道结构，地震作用的基准面应取在隧道结构以下剪切波速大于等于 500m/s 岩土层位置。对于覆盖土层厚度小于 70m 的场地，设计地震作用基准面到结构的距离不应小于结构有效高度的 2 倍；对于覆盖土层厚度大于 70m 的场地，可取在场地覆盖土层 70m 深度的土层位置。

② 土体与结构相互作用弹簧刚度计算。

在计算模型中，结构周围土体采用地基弹簧表示，包括压缩弹簧、剪切弹簧。

③ 土层位移引起作用于结构的侧向力。

在反应位移法中，需将地下结构周围自由土层在地震作用下的最大位移(可取相对变形，相应于结构底面深度的位移为零)施加于结构两侧面压缩弹簧及上部剪切弹簧远离结构的端部。由于在有限元软件中，要实现在弹簧远离结构的一端施加强制位移较为困难，因此，可将强制位移按下式转换为直接施加在结构侧壁和顶板上的等效荷载：

$$P_{(z)} = k_h[u_{(z)} - u_{(z_B)}] \tag{8-40}$$

式中 $P_{(z)}$——土层变形形成的侧向力，kN/m^2；

k_h——地震时单位面积的水平向土层弹簧系数，kN/m^3。

④ 地下结构与土层接触处的剪切力根据下式计算：

$$\tau_U = \frac{G_d}{\pi H} S_V T_g \sin\left(\frac{\pi z_U}{2H}\right) \tag{8-41}$$

$$\tau_B = \frac{G_d}{\pi H} S_V T_g \sin\left(\frac{\pi z_B}{2H}\right) \tag{8-42}$$

$$\tau_S = \frac{\tau_U + \tau_B}{2} \tag{8-43}$$

$$S_V = \frac{T_g S_a}{2\pi} \tag{8-44}$$

式中 τ_U——顶板上表面剪力，kN/m^2；

τ_B——底板下表面剪力，kN/m^2；

τ_S——侧壁表面剪力，kN/m^2；

G_d——土层的动剪切模量，kPa；

H——计算点至地表的垂直距离，m；

S_V——地表的速度反应谱，m/s；

T_g——地层的特征周期值，s；

S_a——地表的加速度反应谱，m/s^2。

⑤ 结构自身的惯性力可将结构物的质量乘以最大加速度来计算，作为集中力，可以作用在结构形心上，也可以按照各部位的最大加速度计算结构的水平惯性力，并施加在相应的结构部位上。计算公式如下：

$$f_i = m_i \ddot{u}_i \tag{8-45}$$

式中 f_i——结构 i 单元上作用的惯性力，kN；

m_i——结构 i 单元的质量，10^3kg；

$\ddot{u}_i$——自由土层对应于结构 i 单元位置处的峰值加速度，m/s^2。

2) 反应加速度法

反应加速度法是通过对各土层和地下结构施加其所在位置的水平有效惯性加速度，实现在整个计算模型中施加水平有效惯性体积力，以此来模拟土-结构体系的动力相互作用(图 8-17)。反应加速度法可采用平面应变有限元“地层-结构”模型计算。结构周围土体应采用平面应变单元，结构一般采用梁单元，也可以根据需要采用其他单元类型。计算模型底面采用固定边界，侧面采用水平滑移边界。

模型底面可取设计地震作用基准面，顶面取至地面，侧面边界到结构的距离宜取结构水

平有效宽度的 2～3 倍。

反应加速度法的具体计算方法可根据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB 50909—2014)第 6.7 节及其条文说明确定。

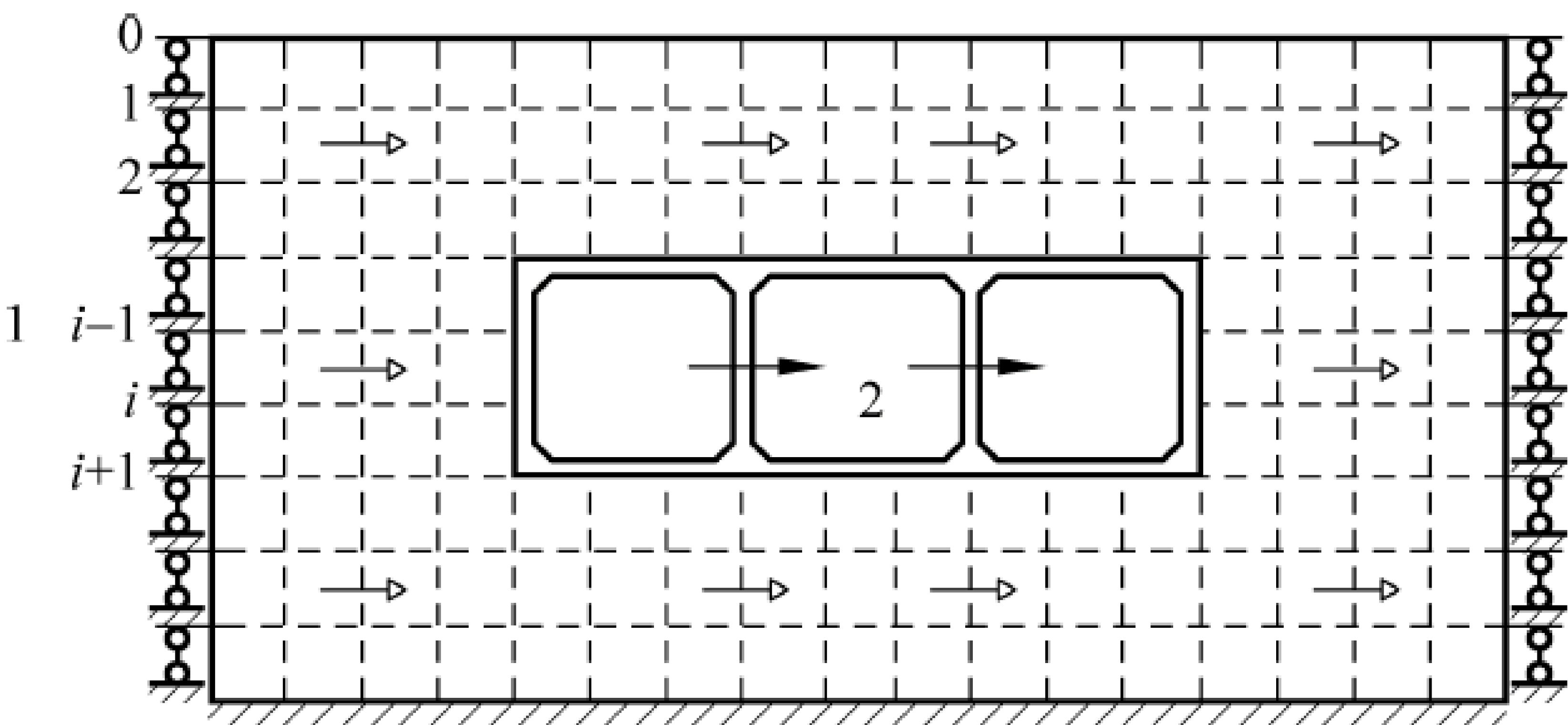


图 8-17 地下结构反应加速度法抗震计算简图

反应加速度法的计算路径如图 8-18 所示，首先，通过一维土层地震反应分析得到结构不同位置的自由场反应位移，得到结构的最不利时刻，并提取最不利时刻不同土层的加速度，即可得到等效反应加速度。建立地层-结构模型，在地层中输入随深度变化的反应加速度，得到在反应加速度作用下土层及结构的性能。通过与重力工况下结构的内力等进行组合，可得到考虑重力作用下结构的性能等。

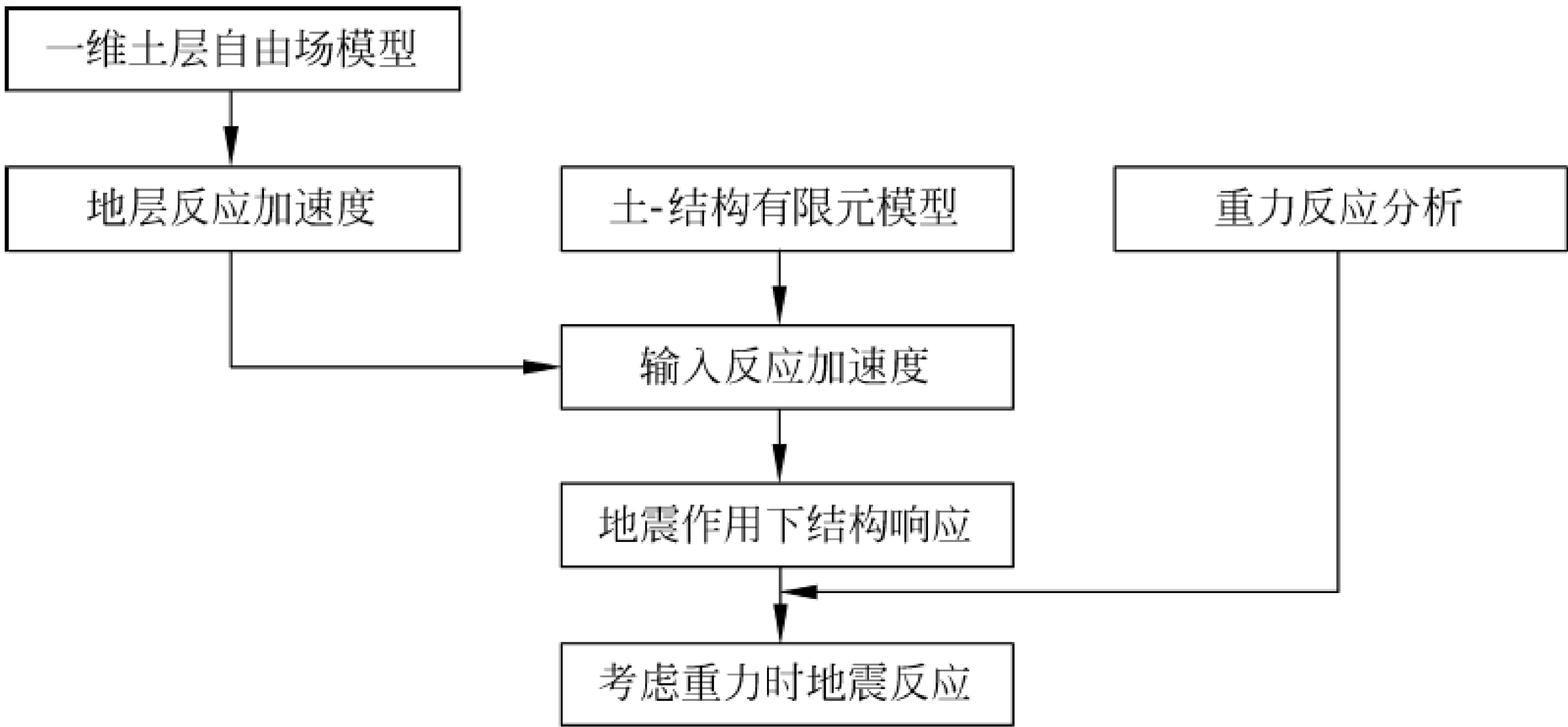


图 8-18 反应加速度法计算步序

3）时程分析法

时程分析法即结构直接动力法，是最经典的方法之一。其基本原理如下：将地震运动视为一个随时间而变化的过程，并将地下结构物和周围岩土体介质视为共同受力变形的整体，通过直接输入地震加速度记录，在满足变形协调条件的前提下，分别计算结构物和岩土体介质在各时刻的位移、速度、加速度以及应变和内力，进而验算场地的稳定性和进行结构截面设计。时程分析法具有普遍适用性，在地质条件、结构形式复杂，隧道结构宜考虑地基和结构的相互作用及地基和结构的非线性动力特性时，应采用这一方法，迄今尚无其他计算方法可予以代替。

采用时程动力分析时，由于要直接输入地震波作用，因此应限制土层单元尺寸，为准确模拟地震波在土层中的传播，单元在剪切波传播方向的长度宜满足 $L<(1/10\sim1/8)\lambda_{\min}$。其中，$\lambda_{\min}$ 为计算需要考虑的最短波长。

通常考虑到地震波的能量一般情况下主要集中在 0～10Hz 的频率范围内，而土体的最小剪切波速约为 100m/s，此时 λ_{min} 约为 10m，因此计算中剪切波速传播的主要方向即竖向单元尺寸不大于 1m 即可满足要求。对于土层的选取范围，一般顶面取地表面，底面取等效基岩面，水平向自结构侧壁至边界的距离宜至少取结构水平有效宽度的 3 倍，如图 8-19 所示。

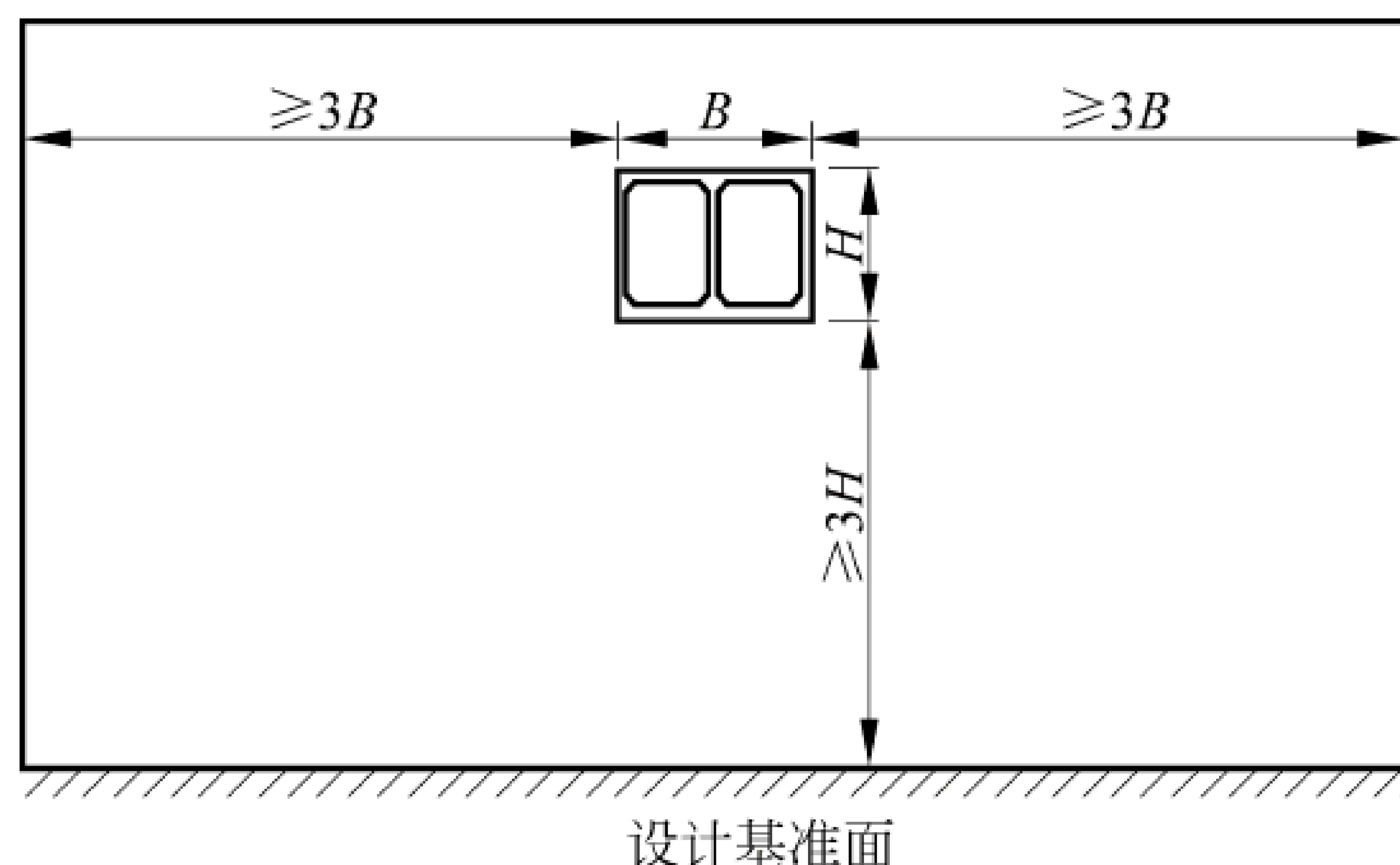


图 8-19 一般情况下计算模型选取范围

当隧道结构沿纵向结构形式连续、规则、横向断面构造不变，周围土层沿纵向分布一致时，可只沿横向计算水平地震作用，并进行抗震验算，抗震分析可近似按平面应变问题处理。当结构形式变化较大，土层条件不均匀时，需要按空间问题进行三维建模求解。

当采用波动法进行地震动输入时，模型边界应采用粘性人工边界或粘弹性人工边界等合理的人工边界条件，且侧向人工边界应避免采用固定或自由等不合理的边界条件。

8.2.6 结构强度检算

在隧道支护结构内力计算结果基础上，还需要进行截面强度检算。《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)和《公路隧道设计规范》(JTG D70—2004)采用破损阶段检算隧道衬砌。根据铁路隧道设计规范，对衬砌和明洞检算截面强度时，不同的荷载组合采用不同的安全系数 K，见表 8-10。

表 8-10 混凝土和砌体结构的强度安全系数 *K*

种 类	破 坏 原 因	荷载组合	
		主要荷载	主要荷载＋附加荷载
素混凝土	混凝土或砌体达到抗压极限强度	2.4	2.0
	混凝土达到抗拉极限强度	3.6	3.0
砌体	混凝土或砌体达到抗压极限强度	2.7	2.3
钢筋混凝土	钢筋达到计算强度，或混凝土达到抗压或抗剪强度极限	2.0	1.7
	混凝土达到抗拉强度极限	2.4	2.0

1. 素混凝土和砌体偏心受压构件

其截面强度根据偏心距 $e_0=M/N$ 的大小分为两种情况：

（1）当 $e_0 \leqslant 0.2h$ 时，对于素混凝土和石砌矩形截面构件，抗压强度控制承载能力验算公式为

$$KN \leqslant \varphi \alpha R_a bh \tag{8-46}$$

式中 K——混凝土或石砌结构强度安全系数；

N——轴向力；

b——截面宽度；

h——截面厚度；

φ——构件的纵向弯曲系数，对于隧道衬砌，明洞拱圈及墙背紧密回填的明洞边墙，可取 $\varphi=1$，其他构件要求见相关规范；

α——轴向力的偏心影响系数，可查《铁路隧道设计规范》（TB 10003—2016）；

R_a——混凝土或石砌体的抗压极限强度。

（2）从抗裂角度要求来说，对于混凝土矩形截面偏心受压构件，当 $e_0 > 0.2h$ 时，应按抗拉强度控制承载能力，并用下式计算：

$$KN \leqslant \frac{1.75\varphi R_l h}{\frac{6e_0}{h} - 1} \tag{8-47}$$

式中 R_l——混凝土或石砌体的抗拉极限强度。

《铁路隧道设计规范》（TB 10003—2016）对隧道衬砌和明洞的混凝土偏心受压构件的轴向力偏心距 e_0 限制为不宜大于 0.45 倍截面厚度；石料砌体偏心受压构件不宜大于 0.3 倍截面厚度。岩质地基上的基底偏心距不应大于 0.25 墙底厚度；土质地基不应大于 1/6 墙底厚度。

2. 钢筋混凝土构件

1）受弯构件

受弯构件，其截面强度应满足下式：

$$KQ \leqslant 0.3R_a bh_0 \tag{8-48}$$

式中 Q——剪力，MN；

受弯构件在满足下式情况下，不需要进行斜截面的抗剪强度计算，仅需要按构造要求配置箍筋：

$$KQ \leqslant 0.07R_a bh \tag{8-49}$$

2）偏心构件

（1）对于大偏心构件（$x \leqslant 0.55h_0$），如图 8-20 所示，截面强度需满足下式：

$$KN \leqslant R_w bx + R_g(A'_g - A_g) \tag{8-50}$$

式中 R_w——混凝土弯曲抗拉强度，$R_w = 1.25R_a$。

x——中性轴位置，计算见《铁路隧道设计规范》（TB 10003—2016）。

（2）对于小偏心构件（$x > 0.55h_0$），如图 8-21 所示，截面强度需满足下式：

$$KNe \leqslant 0.5R_a bh_0^2 + R_g A'_g(h_0 - a') \tag{8-51}$$

当轴向力 N 作用于受拉钢筋 A_g 和受压钢筋 A'_g 的重心之间时，还需满足下式

$$KNe' \leqslant 0.5R_a bh_0'^2 + R_g A_g(h'_0 - a) \tag{8-52}$$

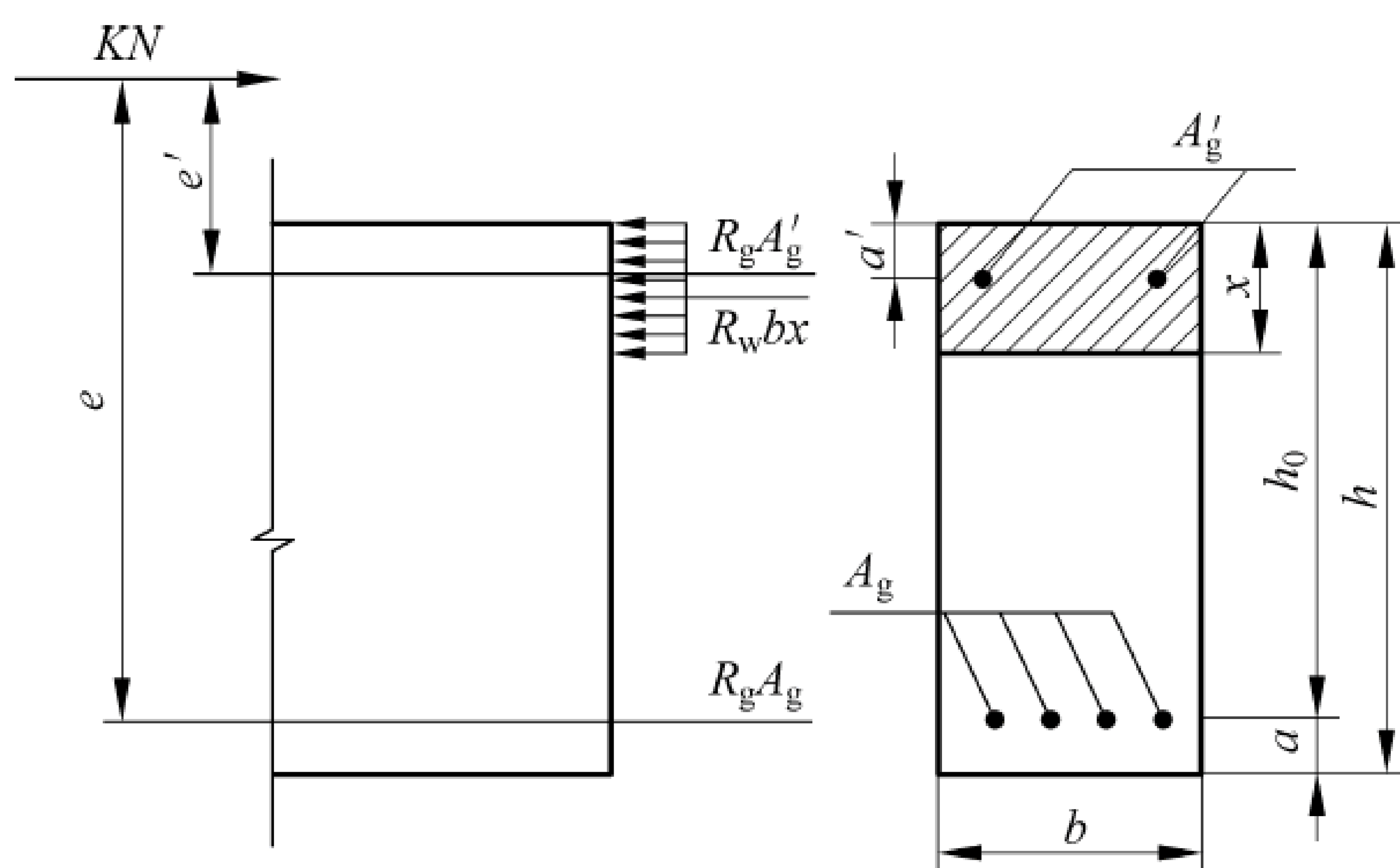


图 8-20 大偏心受压构件截面强度计算图

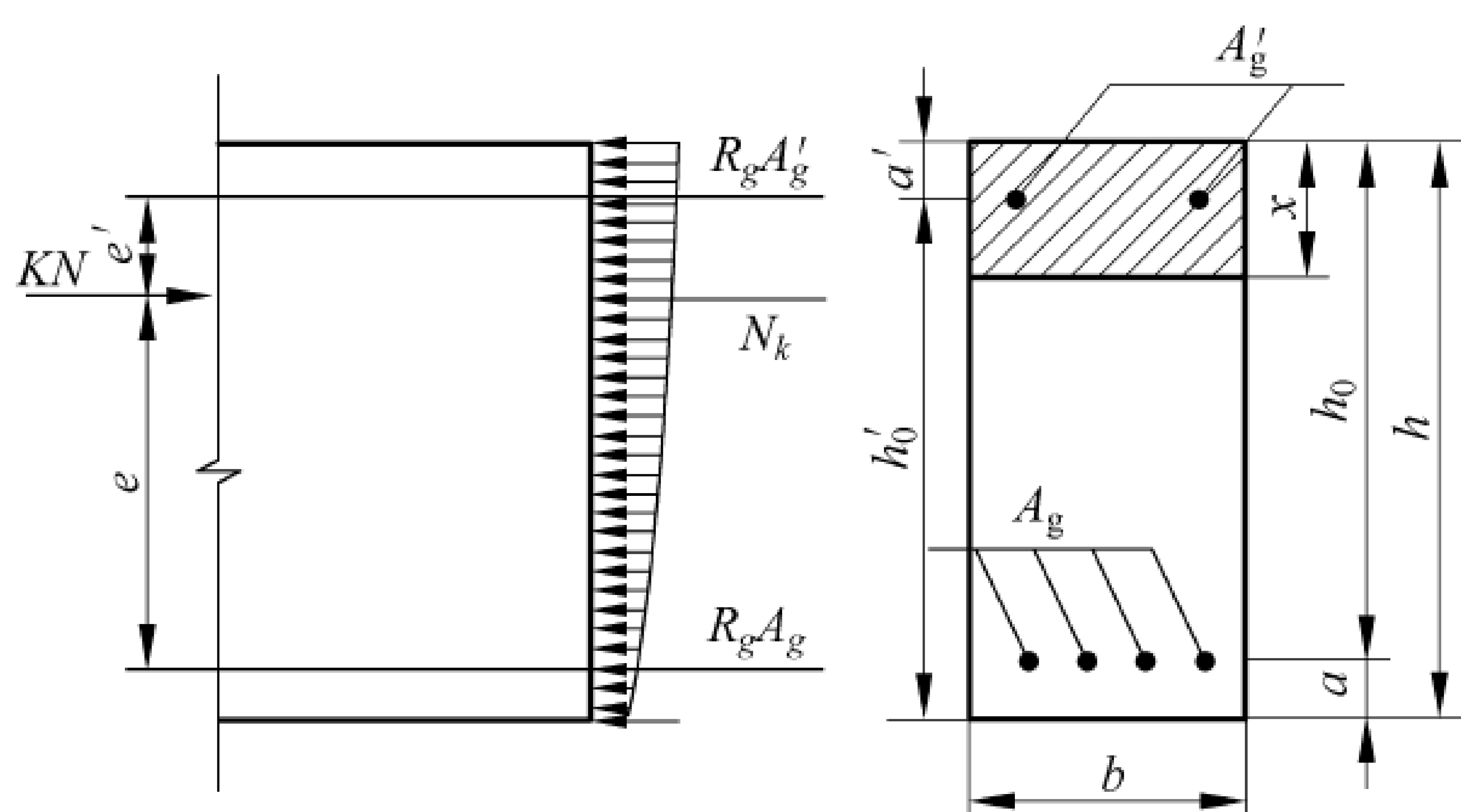


图 8-21 小偏心受压构件截面强度计算

3. 截面裂缝宽度

对于钢筋混凝土衬砌结构构件，考虑长期荷载作用的影响进行计算时，表面裂缝计算宽度限值不应大于0.2mm，特殊环境条件下应符合现行《铁路混凝土结构耐久性设计规范》(TB 10005—2010)要求。对于 $e_0 \leqslant 0.55h_0$ 的偏心受压构件，可不验算裂缝宽度。

8.3 地层-结构方法

1. 基本特点

地层结构法主要包括地层模拟、结构模拟、施工过程模拟以及施工过程中结构与周围地层的相互作用、地层与结构相互作用的模拟。其特点如下：

(1) 与地层-结构分析方法相应的隧道设计模型是地层-结构模型。其设计理念，是认为围岩具有自支承能力，支护(含衬砌结构，下同)的作用是加固围岩，并与围岩联合组成共同受力的整体，共同承受荷载的作用。

(2) 计算区范围应同时包含支护和围岩地层。

(3) 应同时考虑开挖施工步骤的影响。初步设计阶段可按常规施工方法选定开挖施工步骤，施工图设计阶段应改按施工组织设计制定的技术方案确定。

(4) 采用地层-结构分析方法设计隧道时,应同时检验围岩的稳定性和支护结构的受力变形状态是否满足强度条件及按使用要求确定的变形量限制条件。

(5) 采用地层-结构分析方法设计隧道时,内衬结构的工作状态应为弹性受力状态,或经论证认为仍可保持稳定的弹塑性受力状态;初期支护(含开挖阶段增设的喷射混凝土层)和围岩的工作状态可为弹塑性受力状态。

2. 适用地质条件

(1) 地层-结构分析方法,是认为围岩具有自支承能力,并可由其与支护结构共同组成承载体系。因而这类方法适用于具有一定自支承能力的围岩中建造的隧道支护结构的计算。

(2) Ⅴ级及以上的围岩都具有一定的自支承能力,可采用地层-结构分析方法进行设计计算。

(3) Ⅲ级及Ⅲ级以上的围岩自支承能力强,对于在这类围岩中建造的隧道,经验表明,对支护结构根据经验选定设计参数时,已可使围岩保持稳定,因而规范规定一般不要求进行计算。

(4) Ⅳ级、Ⅴ级围岩中建造的隧道一般采用复合式支护,宜对其采用地层-结构分析方法进行设计计算。但对地在Ⅴ级围岩中建造的浅埋隧道,围岩承载能力较低时,仍宜采用荷载-结构分析方法计算。

(5) Ⅳ级围岩的自支承能力优于Ⅴ级围岩,采用地层-结构分析方法进行设计计算时,宜通过控制荷载释放过程,使Ⅳ级围岩中隧道内衬结构经受的荷载相对较小,可充分发挥围岩的自支承能力。

(6) Ⅵ级围岩的自支承能力差,宜采用荷载-结构分析方法对支护结构进行设计计算。

3. 计算方法分类

地层结构分析方法的计算方法可分为解析解、数值法和特征曲线法。

1) 解析解

解析解只适用于均匀介质中的圆形隧道,且只能计算若干典型工况。

2) 数值法

地层结构分析方法的数值法可分为有限单元法(FEM)、特征单元法(DDA)、边界单元法(BEM)和有限差分法(FDM)等。

有限单元法因有既可模拟各级围岩的性态特征,又能反映断层、节理等地质构造的影响,并能对开挖施工过程实行动态追踪等显著优点,因而适用于各级围岩(硬岩或软岩)中的隧道设计的计算。同时,由于目前已有多种包括前、后处理在内的功能强大的程序软件可供使用,这类方法目前应用较多。

特征单元法可较好模拟块体结构的性态,因而适用于围岩地层为块体状结构的硬岩地层中的隧道的设计。因查明块体结构分布的几何特征及合理确定结构面性状的参数均需开展较多的地质调查工作,隧道设计很难满足这一要求,因而这类方法一般仅用在规模较大的大跨度地下结构的设计研究中。

边界单元法用于均匀介质中的弹性、粘弹性问题的计算时比有限单元法简捷,一般仅适

用于围岩介质的性态可用弹性、粘弹性模型近似模拟时的隧道设计计算。

有限差分法因将控制方程改造为差分方程而具有少占内存等显著优点，目前已为FLAC等程序吸收，可供各级围岩(硬岩或软岩)中的隧道设计计算采用。

在有限单元法建模中，模型两边一般取隧道断面宽度的5倍，底部取隧道高度的3倍，顶部至地表，计算时可以考虑地面荷载。

3）特征曲线法

特征曲线法又称收敛约束法，它是伴随着喷锚等柔性支护的应用和新奥法的发展，将弹塑性理论和岩石力学应用到地下工程中，以进一步解释围岩与支护的相互作用，而将理论基础、实测数据和工程经验结合为一体的隧道结构设计方法。人们自20世纪30年代便已开始研究这种方法，其思想最初由法国学者Fenner提出，应用弹塑性理论推导出了隧道支护压力与隧道开挖边界位移的关系曲线。

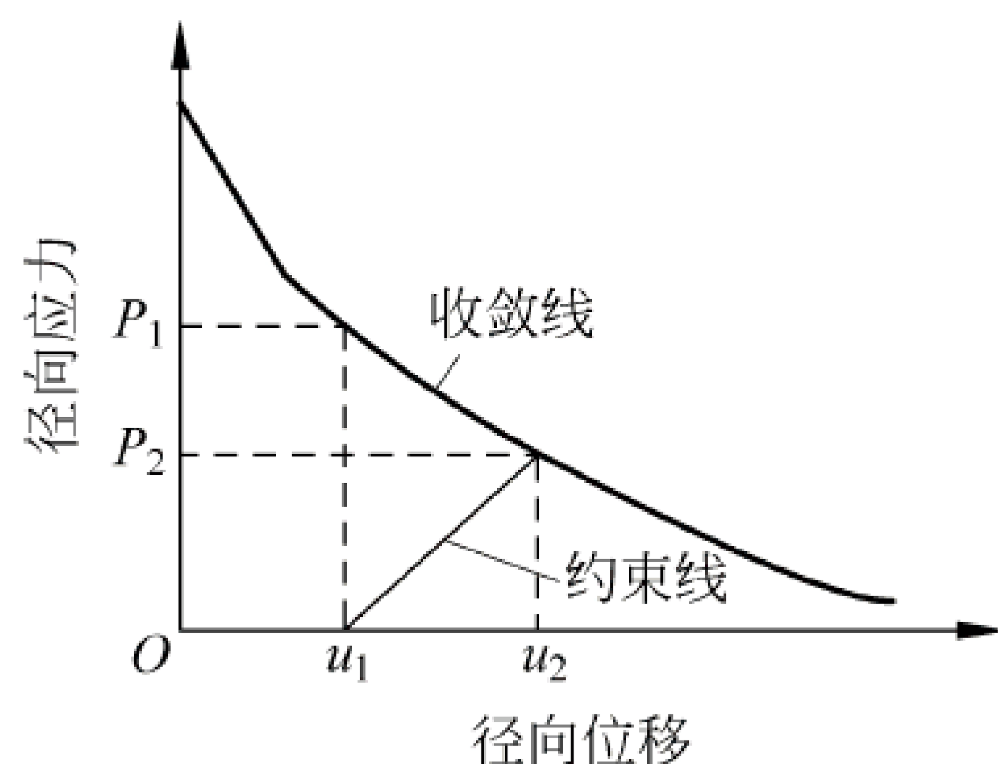


图8-22 收敛约束法

收敛约束法基本原理如图8-22所示。隧道开挖后，围岩必然向隧道内变形，这种变形称为收敛。收敛线表示围岩压力随着隧道边界向内的径向位移增大而减小的过程。径向位移随时间而逐步增加，需要增加支护限制围岩变形，即增加约束。这时围岩和支护结构一起共同承受围岩挤向隧道的变形压力，围岩承受约束力，支护结构承受围岩给予的压力，当二者达到平衡状态时，隧道处于稳定状态，此时收敛线和约束线的交点为隧道开挖后为稳定围岩而在围岩表面所需的支护抗力与支护结构本身提供的抗力平衡点。支护结构能提供的最大抗力应大于围岩作用在支护结构上的压力。

4. 地层结构分析方法的荷载

(1) 采用地层结构分析方法设计隧道时，作用在隧道结构上的荷载可按现行地铁、铁路隧道及公路隧道设计规范提出的方法进行计算。但其中的围岩压力应为释放荷载。

(2) 采用地层结构分析方法进行隧道设计计算时，对于在隧道结构上可能同时出现的荷载，应按规范规定的原则进行组合，并按最不利组合进行计算和设计。

(3) 地层结构分析方法对初期支护和二次衬砌的计算都适用，但在进行具体计算时，对不同阶段的计算，应根据实际情况取用不同的荷载组合。

(4) 释放荷载与初始地应力、围岩材料的性态、开挖施工步骤及结构施作时机等有关。在工程设计中，释放荷载的计算需按当前地应力(不一定是初始地应力)计算。

(5) 在初期支护的设计计算中，对于级别相对较高的围岩，可取用较大的释放荷载分担比，使初期支护和围岩承受较大的荷载，则结构产生较小的变形；对于级别相对较低的围岩，则采用较小的释放荷载分担比。

(6) 鉴于围岩材料的变形常随时间而增长，由数层喷射混凝土层和内衬结构联合组成复合式支护时，各层支护结构经受围岩压力作用的程度将有差异。这类力学现象也可通过控制荷载释放过程进行模拟，即采用初期支护(含开挖阶段增设的喷射混凝土层)和围岩的受力状态相应的释放荷载分担比，按支护层数(不含内衬结构)合理分配。

思考题

1. 简述地下结构设计的计算模型分类及原理。
2. 简述弹性抗力的概念。
3. 简述地下结构上的荷载分类及其荷载组成。
4. 简述隧道衬砌内力如何计算与验算。
5. 简述隧道洞门计算原理与验算指标。
6. 简述地铁车站结构动力的计算方法。

<<< 第 9 章

地铁隧道施工技术

9.1 施工准备



9-1 隧道施工概述

施工准备工作是指工程施工前所做的一切工作，不仅在开工前要做，开工后也要做，有组织、有计划、有步骤、分阶段地贯穿于整个工程建设的始终。认真细致地做好施工准备工作，对充分发挥各方面的积极因素，合理利用资源，加快施工速度，提高工程质量，确保施工安全，降低工程成本，以及获得较好经济效益都起着重要作用。

施工准备工作按其性质及内容包括技术准备、物资准备、劳动组织准备、施工现场准备。

1. 技术准备

技术准备是施工准备的核心。由于任何技术的差错或隐患都可能引起人身安全和质量事故，造成生命、财产和经济的巨大损失，因此必须认真地做好技术准备工作。具体内容如下。

1）熟悉、审查施工图纸和有关的设计资料

熟悉、审查设计图纸的程序通常分为自审阶段、会审阶段和现场签证三个阶段。

施工单位收到拟建工程的设计图纸和有关技术文件后，应尽快组织有关工程技术人员熟悉和自审图纸，写出自审图纸的记录；设计图纸的会审一般由建设单位主持，设计单位和施工单位参加，三方进行设计图纸的会审。图纸会审时，首先由设计单位的工程主设人向与会者说明拟建工程的设计依据、意图和功能要求，并对特殊结构、新材料、新工艺和新技术提出设计要求；然后施工单位根据自审记录以及对设计意图的了解，提出对设计图纸的疑问和建议；最后在统一认识的基础上，对所探讨的问题逐一做好记录，形成“图纸会审纪要”，由建设单位正式行文，参加单位共同会签、盖章，作为与设计文件同时使用的技术文件和指导施工的依据，以及建设单位与施工单位进行工程结算的依据；设计图纸的现场签证阶段，在拟建工程施工的过程中，如果发现施工的条件与设计图纸的条件不符，或者发现图纸中仍然有错误等需要对设计图纸进行及时修订时，应遵循技术核定和设计变更的签证制度，进行图纸的施工现场签证。施工现场的图纸修改和设计变更，都要有正式的文字记录，归入拟建工程施工档案，作为指导施工、竣工验收和工程结算的依据。

2）原始资料的调查分析

为了做好施工准备工作，除了要掌握有关拟建工程的书面资料，还应该进行拟建工程的实地勘测和调查，获得有关数据的第一手资料，主要调查内容包括自然条件、技术经济条件，

以及当地可利用的地方材料、材料供应、地方能源和交通运输状况、地方劳动力和技术水平状况及当地消防、治安状况等。

3）编制施工预算

施工预算应根据施工图纸、施工组织设计或施工方案、施工定额等文件进行编制。它是施工企业内部控制各项成本支出、考核用工、签发施工任务单、限额领料、基层进行经济核算的依据。

4）编制施工组织设计

施工组织设计是施工准备工作的重要组成部分，也是指导施工现场全部生产活动的技术经济文件，是根据拟建工程的规模、结构特点和建设单位的要求，在原始资料调查分析的基础上，编制出一份能切实指导该工程全部施工活动的科学方案。

2. 物资准备

物资准备工作主要内容包括建筑材料的准备、构(配)件和制品的加工准备、建筑安装机具的准备和生产工艺设备的准备。

(1) 建筑材料的准备主要是根据施工预算，按照施工进度计划要求，按材料名称、规格等编制出材料需要量计划，为组织备料、确定仓库、场地堆放所需的面积和组织运输等提供依据；

(2) 根据施工预算提供的构(配)件、制品的名称、规格、质量和消耗量，确定加工方案和供应渠道以及进场后的储存地点和方式，编制需求计划，为组织运输、确定堆场面积提供依据；

(3) 根据采用的施工方案，安排施工进度，确定施工机械的类型、数量和进场时间，确定施工机具的供应办法和进场后的存放地点和方式，编制建筑安装机具的需要量计划，为组织运输、确定堆场面积等提供依据；

(4) 按照拟建工程施工工艺流程确定分期分批进场时间和保管方式，编制设备需要量计划，为组织运输，确定堆场面积提供依据。

3. 劳动组织准备

劳动组织准备工作的首要任务是组建施工管理机构，健全各项管理规章制度，组织精干的施工班组，并按照开工日期和劳动力需要量计划，组织劳动力进场，向施工班组、工人进行施工组织设计、计划和技术交底等。

4. 施工现场准备

施工现场是施工的全体参加者为达到优质、高速、低消耗的目标，而有节奏、均衡、连续地进行工程施工的活动空间。施工现场的准备工作，主要是为了给拟建工程的施工创造有利的施工条件和物资保证。其具体内容如下。

(1) 施工场地的控制网测量，即按照设计单位提供的建筑总平面图及给定的永久性坐标控制网和水准控制基桩，进行施工场地的控制网布设。

(2) 做好“三通一平”，即路通、水通、电通和场地平整。

路通：施工现场的道路是组织物资运输的动脉，工程开工前，必须按照施工总平面图的要求，修好施工现场的永久性道路以及必要的临时性道路，为建筑材料进场创造有利条件。

水通：水是施工现场的生产和生活不可缺少的要素，拟建工程开工之前，必须按照施工总平面图的要求接通施工用水和生活用水的管线，做好地面排水系统，为施工创造良好的环境。

电通：电是施工现场的主要动力来源，开工前，要按照施工组织设计的要求，接通电力和电信设施，做好其他能源的供应，确保施工现场动力设备和通信设备的正常运行。

场地平整：按照建筑施工总平面图的要求，首先拆除场地上妨碍施工的建(构)筑物，然后根据建筑总平面图规定的标高和场平工程设计图纸，进行挖(填)土方的工程量计算，确定平整场地的施工方案，进行平整场地的工作。

(3) 建造临时设施，即按照施工总平面图的布置，建造临时设施，为正式开工准备好生产、办公、生活、居住和储存等临时用房。

(4) 安装、调试施工机具，即对固定的机具进行就位、搭棚、接电源、保养和调试等工作。在开工之前，必须对所有施工机具进行检查和试运转。

(5) 做好建筑构(配)件、制品和材料的储存和堆放，即按照建筑材料、构(配)件和制品的需要量计划组织进场，根据施工总平面图规定的地点和指定的方式进行储存和堆放。

(6) 提供建筑材料的试验计划，并进行试验，即按照建筑材料的需要量计划，及时提供建筑材料的试验计划，如钢材的机械性能和化学成分等试验，混凝土或砂浆的配合比和强度等试验，并进行新技术项目的试制和试验。

综上所述，各项施工准备工作不是分离、孤立的，而是互为补充、相互配合的。为了提高施工准备工作的质量，加快施工准备工作的速度，必须加强建设单位、设计单位和施工单位之间的协调工作，建立健全施工准备工作的责任制度和检查制度，使施工准备工作有领导、有组织、有计划和分期分批地进行，贯穿施工全过程的始终。

9.2 施工方法


9-2 隧道施工方法

地下洞室施工方法是开挖和支护等工序的组合，是指修建地下洞室的施工方法、施工技术和施工管理的总称。按照开挖成形方法、破岩掘进方式、支护结构施作方式或空间维护方式的不同，以及地下洞室穿越地层的不同，施工方法可作如下分类。

(1) 山岭隧道：矿山法(钻爆法)和掘进机法(TBM、盾构法)，其中矿山法又分为传统矿山法和新奥法。

(2) 浅埋及软土隧道：明挖法、盖挖法、浅埋暗挖法和盾构法。

(3) 水底隧道：沉埋法和盾构法。

明挖法和盖挖法适用于地铁车站。明挖法和盾构法适用于浅埋土层地铁区间隧道、公路和铁路隧道。矿山法和新奥法以及TBM适用于山岭公路和铁路岩层隧道。沉管法适用于水底隧道施工。

9.2.1 明挖法

明挖法是指先将地面挖开，在露天情况下修筑衬砌，然后覆盖回填的地下工程施工方法。明挖法是浅埋或软土地下工程施工中最基本、最常用的施工方法。按照对边坡维护方

式的不同,明挖法可分为放坡明挖法、悬臂支护明挖法和围护结构加支撑明挖法。应当注意的是,当采用悬臂支护明挖法或围护结构加支撑明挖法时,工程的重点和难点就转化为深基坑的维护问题。

1. 放坡明挖法

放坡明挖法是根据地下洞室侧向土体边坡的稳定能力,由上向下分层放坡开挖隧道所在位置及其上方土体至设计隧道基底高程后,由底及顶顺序施作隧道衬砌结构和防水层,最后施作结构外的回填土并恢复地表状态的施工方法。放坡明挖法主要适用于埋置较浅、边坡土体稳定性较好,且地表没有过多的限制条件的地铁车站和隧道工程。其优点是施工速度快、施工安全度高。

2. 悬臂支护明挖法

悬臂支护明挖法是将基坑围护结构插入基底高程以下一定深度,然后在围护结构的保护下开挖基坑内的土体至设计结构基底高程后,再由下向上顺做洞室主体结构和防水层,最后施作结构外的回填土并恢复地表状态的施工方法。悬臂支护明挖法主要适用于埋置较浅、边坡土体稳定性较差,且地表有一定限制性要求的地下工程中。悬臂支护明挖法常用的围护结构有打入木桩、钢桩、钢筋混凝土预制桩、就地挖孔或钻孔灌注钢筋混凝土桩、钻孔灌注钢筋混凝土连续墙等,以上措施也可联合采用。

3. 围护结构加支撑明挖法

围护结构加支撑明挖法是当基坑深度较大、围护结构的悬臂较长时,在不增加围护结构的刚度和插入深度的条件下,围护结构的悬臂范围内架设水平支撑以加强维护结构,共同抵抗较大的外侧土压力。在主体结构由下向上顺作的过程中,按要求的时序逐层分段拆除水平支撑,完成结构体系转换,最后施作结构外回填土并恢复地表状态的施工方法。围护结构加支撑明挖法主要适用于埋置不太浅、边坡土体稳定性较差、外侧土压力较大且地表有一定限制性要求的地铁车站和隧道工程。

9.2.2 盖挖法

盖挖法是由地面向下开挖至一定深度后,将顶部封闭,其余的下部工程在封闭的顶盖下进行施工的方法。主体结构可以顺作,也可以逆作。在城市繁忙地带修建地铁车站时,往往占用道路,影响交通。当地铁车站设在主干道上,为保证交通不中断,可选用盖挖法。盖挖法由于工艺较为复杂,施工风险大,一般仅用于城市中心交通繁忙路段的地铁车站的施工。而地铁区间隧道、公路隧道、铁路隧道施工极少采用盖挖法。盖挖法可以分为盖挖顺作法、盖挖逆作法和盖挖半逆作法三类。

1. 盖挖顺作法

盖挖顺作法是在地表作业完成挡土结构后,以定型的预制标准覆盖结构(包括纵、横梁和路面板)置于挡土结构上维持交通,往下反复进行开挖和加设横撑,直至设计标高。依序由下而上,施工主体结构和防水措施,回填土并恢复管线路或埋设新的管线路。最后,视需

要拆除挡土结构外露部分并恢复道路。在道路交通不能长期中断的情况下修建车站主体时,可考虑采用盖挖顺作法,如图 9-1 所示。

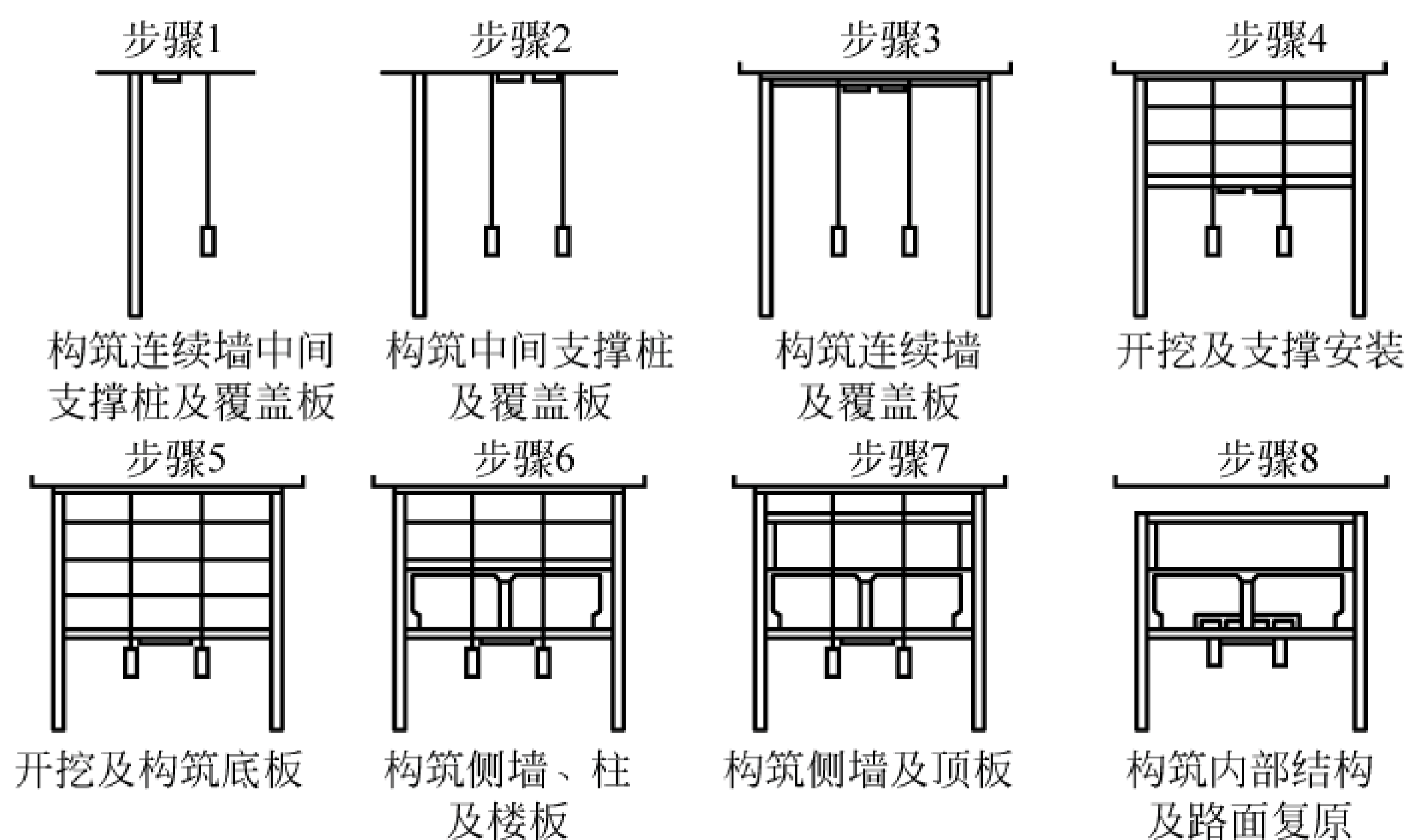


图 9-1 盖挖逆作施工步骤示意

2. 盖挖逆作法



9-3 盖挖逆作法

盖挖逆作法是先在地表面向下做基坑的围护结构和中间桩柱,和盖挖顺作法一样,基坑围护结构多采用地下连续墙或帷幕桩,中间支撑多利用主体结构本身的中间立柱以降低工程造价。随后即可开挖表层土体至主体结构顶板地面标高,利用未开挖的土体作为土模浇筑顶板。顶板可以作为一道强有力的横撑,以防止围护结构向基坑内变形,待回填土后将道路复原,恢复交通。以后的工作都是在顶板覆盖下进行,即自上而下逐层开挖,并建造主体结构直至底板。如果开挖面积较大、覆土较浅、周围沿线建筑物过于靠近,为尽量防止因开挖基坑而引起邻近建筑物的沉陷,或需及早恢复路面交通,但又缺乏定型覆盖结构,常采用盖挖逆作法施工,如图 9-2 所示。

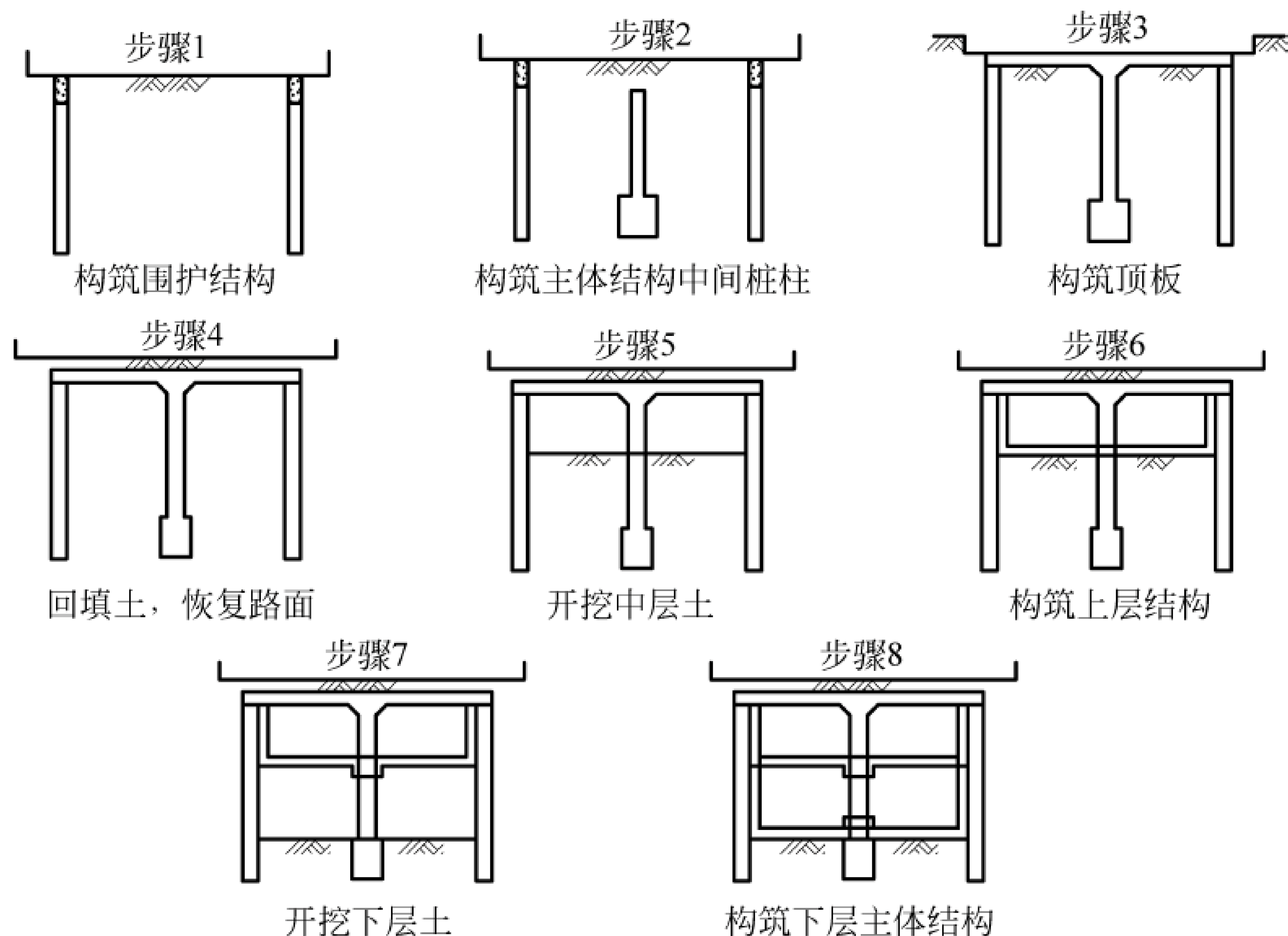


图 9-2 盖挖逆作施工步骤示意

盖挖逆作法与盖挖顺作法有以下几点区别。第一是逆作法的盖板不是临时盖板，而是在开挖前就有一个永久性的盖板；第二，逆作法是在永久性盖板下面向下挖土，不做支撑，边挖土边施工结构；第三，盖挖逆作法在挖土前，需要施工正式结构的中间立柱。

3. 盖挖半逆作法

盖挖半逆作法也是先施工正式的顶板，这与盖挖逆作法相同，只是盖挖半逆作法不设正式结构的中间立柱，这一点与盖挖顺作法相同。盖挖半逆作法在开挖与施工结构的顺序与盖挖顺作法一样，也是随挖土随做临时支撑，挖到底板位置以后，做正式的结构，逐步拆除支撑，施工到顶板以后，拆除临时立柱。所以，盖挖半逆作法既有盖挖顺作的挖土、支撑、自下而上做正式结构和拆除立柱支撑，也有盖挖逆作法的先施工正式顶板，侧墙与顶板位置施工缝处理等相同点，如图 9-3 所示。

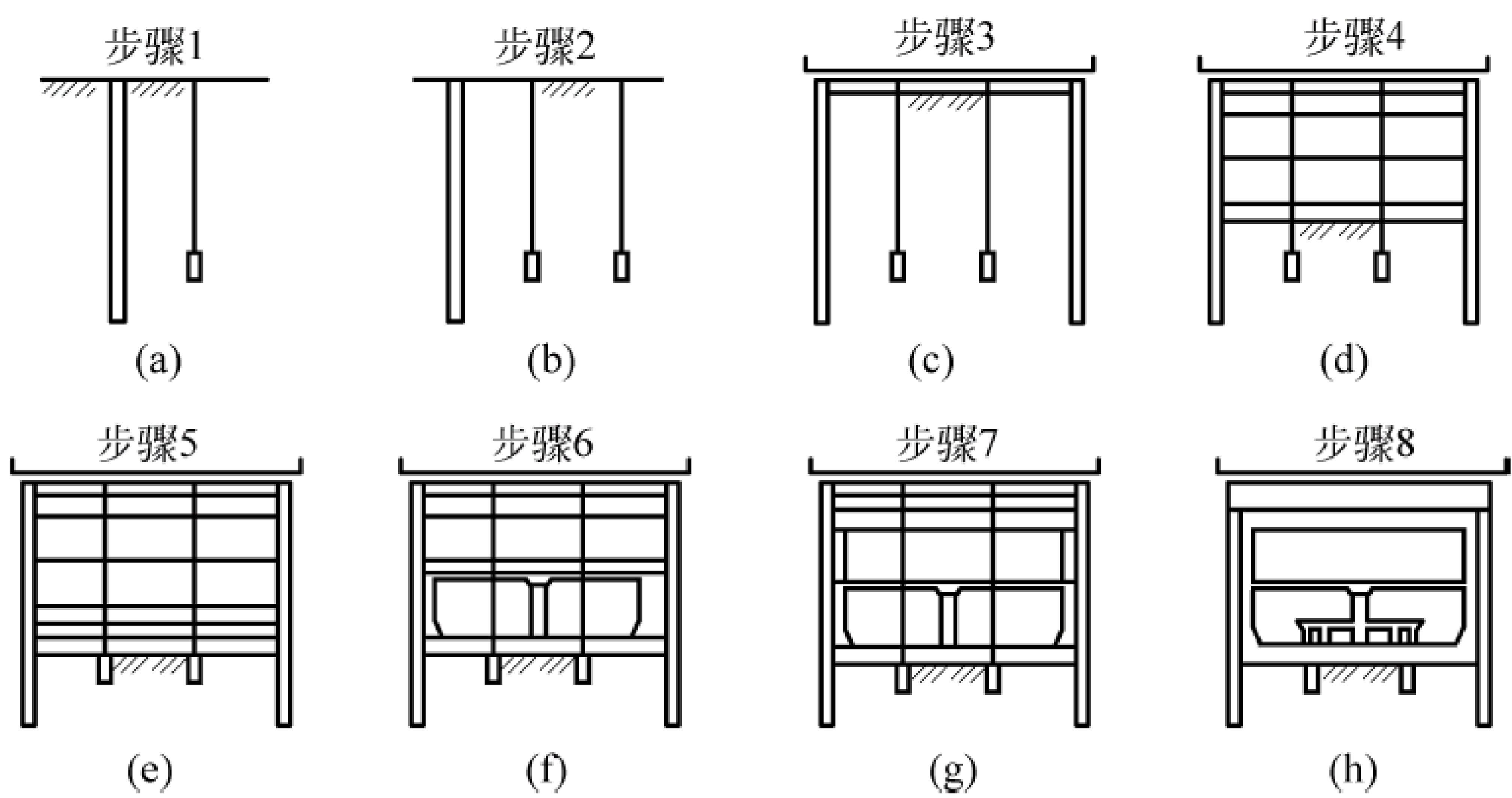


图 9-3　盖挖半逆作施工步骤示意

9.2.3　新奥法



9-4　新奥法施工

新奥法的全称是新奥地利隧道工程方法，由奥地利学者 L. V. 拉布采维茨创建于 20 世纪 50 年代，1963 年该方法被正式命名为新奥地利隧道工程方法。它是采用控制爆破技术，充分利用围岩的自承能力和开挖面的空间约束作用，以锚杆和喷射混凝土为主要支护手段，及时对围岩进行加固，约束围岩的松弛和变形，并通过对围岩和支护结构的监控、测量来指导地下工程的设计与施工。

新奥法的三大施工要点是控制爆破、喷锚支护和监控测量。

新奥法有三项施工作业，分别是开挖、一次支护、二次支护。开挖作业的内容依次包括钻孔、装药、爆破、通风、出渣等；第一次支护作业包括一次喷射混凝土、打锚杆、联网、立钢拱架、复喷混凝土；一次支护后，在围岩变形趋于稳定时，进行第二次支护和封底施工。

新奥法的基本原则可以概括为“少扰动、早支护、勤测量、紧封闭”。“少扰动”是尽量减少对围岩的扰动次数、扰动强度、扰动范围和扰动持续时间。“早支护”是开挖后及时施作初期锚喷支护，使围岩的变形进入受控制状态。“勤测量”是以直观、可靠的测量方法和测量数据来准确评价围岩(或围岩加支护)的稳定状态，判断其动态发展趋势，以便及时调整支护形式、开挖方法，确保施工安全和顺利进行。“紧封闭”一方面是指采取喷射混凝土等防护措施，避免围岩因长时间暴露而致强度和稳定性衰减，尤其是对易风化的软弱围岩；另一方面

是指要适时对围岩施作封闭形支护，这样不仅可以及时阻止围岩变形，而且可以使支护和围岩能进入良好的共同工作状态。

新奥法与传统矿山法的主要区别在于支护方式的不同。新奥法的锚喷支护与传统矿山法的钢木支撑相比，充分发挥了围岩的自稳能力和承载能力，传统矿山法仅将围岩视为荷载，这不仅是技术手段上的不同，也是对工程问题认识和理解的重大进步。

新奥法的常用方法可以归纳为全断面开挖法、台阶开挖法和分部开挖法三大类。

1. 全断面开挖法

全断面开挖法是按照设计轮廓一次爆破成形，然后修建衬砌的施工方法，适用于Ⅰ～Ⅲ级围岩的隧道中。该方法工序简单，能充分发挥大型机械设备的优势，提高作业效率和施工速度，是坚硬围岩隧道中最常用的施工方法。全断面开挖法的施工顺序如图9-4所示。

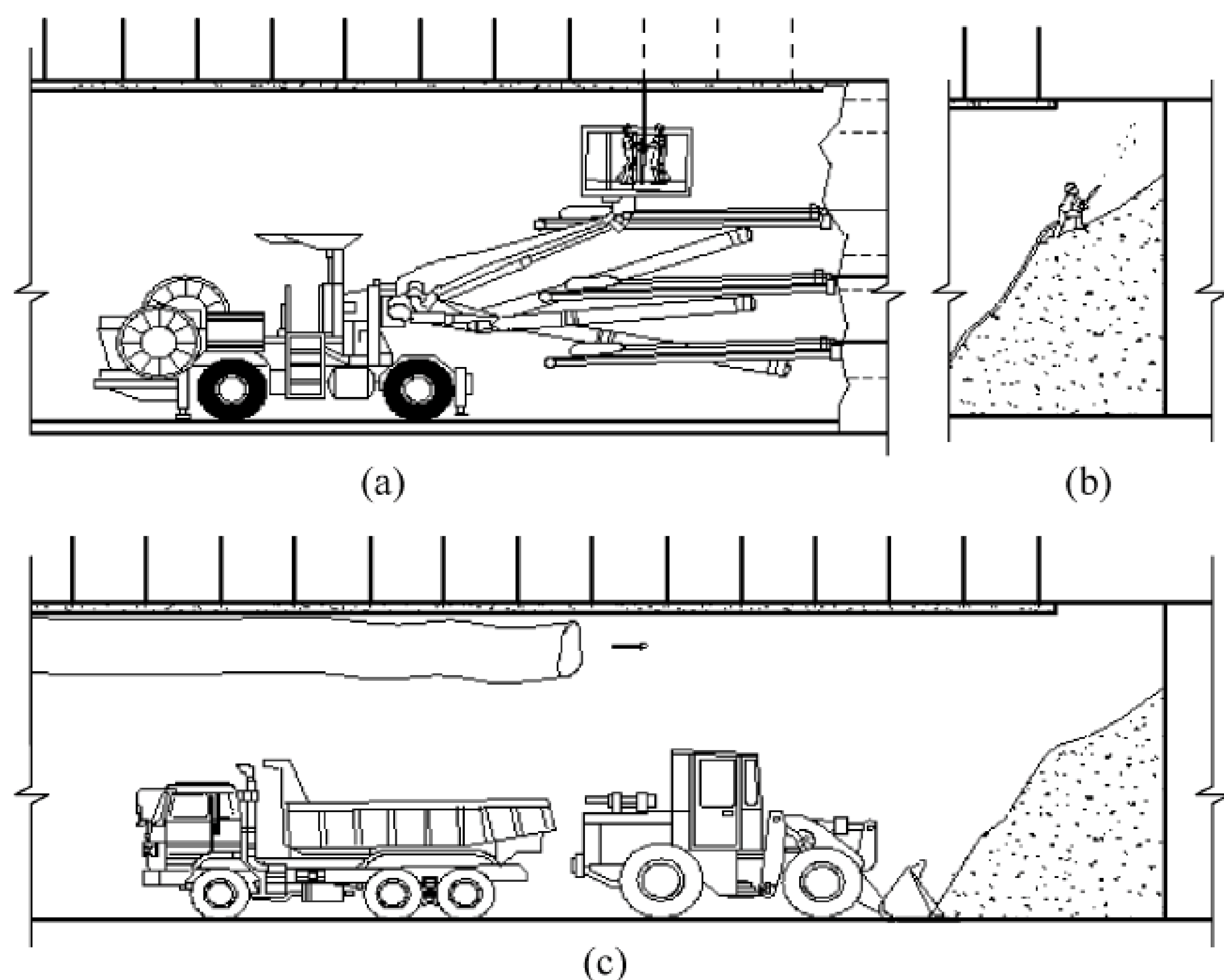


图9-4 全断面开挖方法

(a) 利用液压凿岩台车打眼，安设锚杆和挂网；(b) 通风、找顶后初喷混凝土；(c) 装载机装渣，无轨运输出渣，进入下个循环

2. 台阶开挖法

台阶开挖法是新奥法中适用性最广的施工方法。它将断面分成上半断面和下半断面，分别开挖，随着台阶长度的调整，它几乎可以用于所有的地层。

(1) 根据台阶长度不同，台阶法又分为长台阶法、短台阶法和微台阶法三种(图9-5)。

长台阶法开挖断面小，有利于维持开挖面的稳定，适用范围较全断面法广，一般适用Ⅰ～Ⅲ级围岩。在上、下两个台阶上，分别进行开挖、支护、运输、通风、排水等作业，因此台阶长度长。但台阶长度过长，增加了支护封闭时间和通风排烟、排水的难度，降低了施工的综合效率。长台阶一般在围岩条件相对较好、无大型机械化作业时选用。

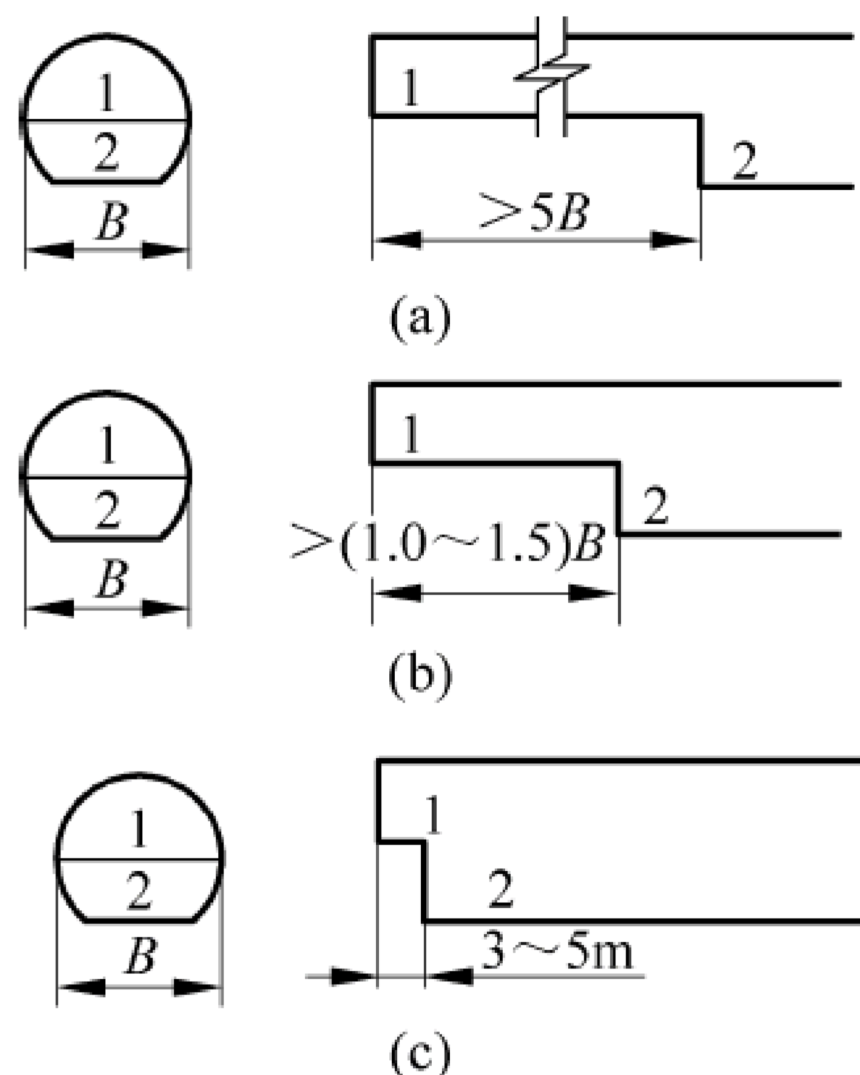


图9-5 台阶开挖法类型

(a) 长台阶法；(b) 短台阶；(c) 微台阶法

短台阶法适用于Ⅲ～Ⅴ级围岩，台阶长度定为10～15m，即1～2倍开挖宽度，主要是考虑既要实现分台阶开挖，又要实现支护及早封闭。上台阶一般采用小药量的松动爆破，出渣采用人工或小型机械转运至下台阶。因此，台阶长度又不宜过长，如果超过15m，则出渣所需的时间显得过长。短台阶法可缩短支护闭合时间，改善初期支护的受力条件，有利于控制围岩变形。缺点是上部出渣对下部断面施工干扰较大，不能平行作业。

微台阶法是全断面开挖的一种变异形式，适用于Ⅴ～Ⅵ级围岩，一般台阶长度为3～5m。台阶长度小于3m时，无法正常进行钻眼和拱部的喷锚支护作业。台阶长度大于5m时，利用爆破将石渣翻至下台阶有较大的难度，必须采用人工翻渣。微台阶法上、下断面相距较近，机械设备集中，作业时相互干扰大，生产效率低，施工速度慢。

（2）采用台阶法时，应注意以下问题。

施工中采用哪种台阶法，应根据两个条件来决定：一是对初期支护形成闭合断面的时间要求，围岩越差，要求闭合时间越短；二是对上部断面施工时，所采用的开挖、支护、出渣等机械设备所需施工场地大小的要求。对软弱围岩，主要考虑前者以确保施工安全。对坚硬围岩，主要考虑如何更好地发挥机械设备效率，保证施工中的经济效益，只考虑第二个条件。

3. 分部开挖法

1）台阶分部开挖法

台阶分部开挖法又称为环形开挖留核心土法，适用于一般土质或易坍塌的软弱围岩地段。上部留核心土可以支挡开挖工作面，增强开挖工作面的稳定，施工安全性较好。一般环形开挖进尺为0.5～1.0m，不宜过长，上、下台阶可用单臂掘进机开挖，开挖和支护顺序如图9-6所示。

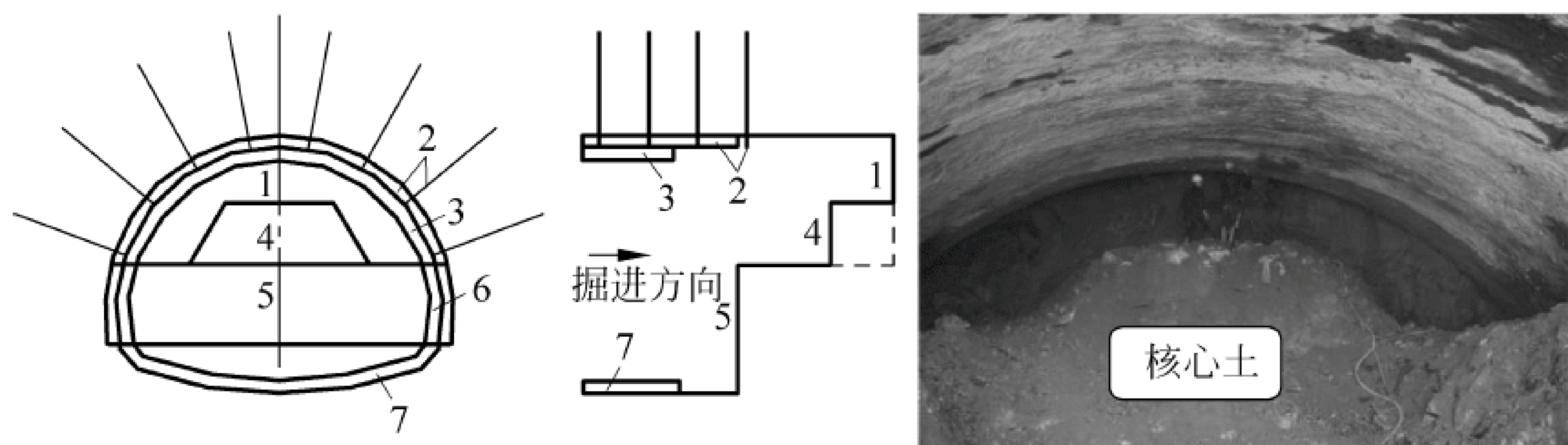


图9-6 台阶分部开挖法

1—上弧形导坑开挖；2—拱部喷锚支护；3—拱部衬砌；4—中核开挖；
5—下部开挖；6—边墙部喷锚支护及衬砌；7—灌筑仰拱

台阶分部开挖法与超短台阶法相比，台阶的长度可以加长，相当于短台阶法的台阶长度，减少了上、下台阶的施工干扰，可加快施工速度。但是开挖中围岩要经受多次扰动，而且断面分块多，支护结构形成全断面封闭的时间长，将可能使围岩变形增大，需要结合辅助施工措施对开挖工作面及其前方岩体进行预支护或预加固。

2）单侧壁导坑法

单侧壁导坑法适用于围岩稳定性较差（如软弱松散围岩），隧道跨度较大，地表沉陷难于控制地段。该法确定侧壁导坑的尺寸很重要，一般侧壁导坑的宽度不宜超过洞宽的0.5倍，

高度以到起拱线为宜，导坑可分二次开挖和支护，不需要架设工作平台，人工架立钢支撑也较方便，开挖和支护顺序如图9-7所示。

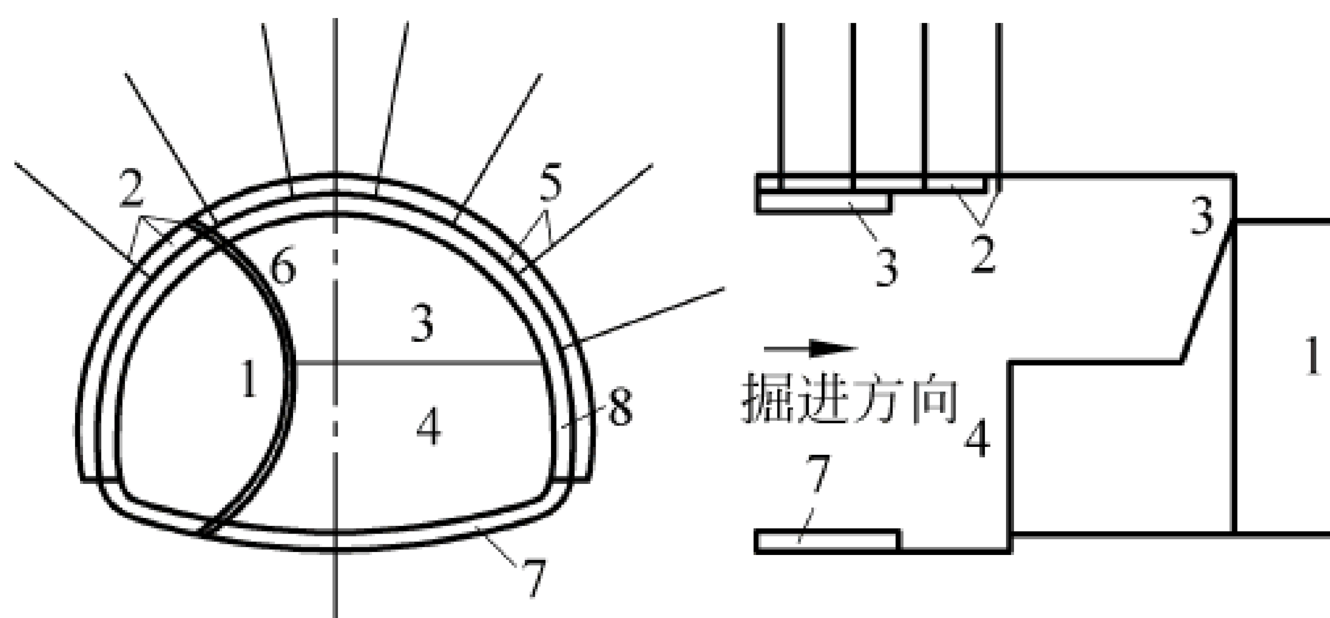


图9-7 单侧壁导坑法

1—侧壁导坑开挖；2—侧壁导坑锚喷支护及设置中壁墙临时支撑；3—后行部分上台阶开挖；4—后行部分下台阶开挖；5—后行部分喷锚支护；6—拆除中壁墙；7—灌筑仰拱；8—灌筑洞周衬砌

单侧壁导坑法是通过形成闭合支护的侧导坑将隧道断面的跨度一分为二，避免了大跨度开挖造成的不利影响，提高了围岩的稳定性。但需要拆除内侧支护，增加了工程造价。

3）双侧壁导坑法

双侧壁导坑法又称为眼镜工法，适用于隧道跨度更大（如三车道公路隧道等）或环境要求，且需严格控制地表沉陷的软弱围岩地段。开挖和支护顺序如图9-8所示。导坑尺寸宽度不宜超过断面最大跨度的1/3。左、右侧导坑应错开开挖，以避免在同一断面上同时开挖而不利于围岩稳定。

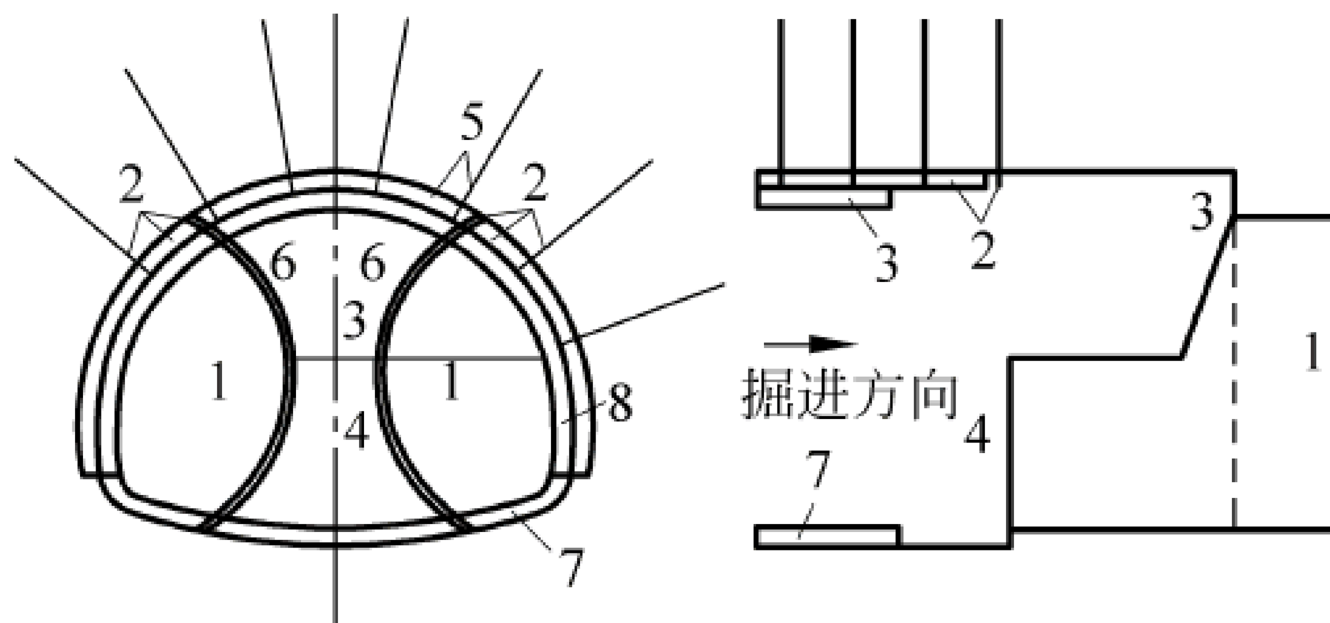


图9-8 双侧壁导坑法

1—侧壁导坑开挖；2—侧壁导坑锚喷支护及设置中壁墙临时支撑；3—后行部分上台阶开挖；4—后行部分下台阶开挖；5—后行部分喷锚支护；6—拆除中壁墙；7—灌筑仰拱；8—灌筑洞周衬砌

双侧壁导坑法每个分块在开挖后立即各自闭合，施工期间变形小，安全度高，但开挖断面分块多，对围岩的扰动次数增加，全断面闭合的时间延长，施工进度慢，成本高。

4）中隔墙法

中隔墙法简称CD法，是以台阶法为基础，将隧道断面从中间分成左、右两部分，使上、下台阶左、右各分成两部分或多部分，每一部分开挖并支护后形成独立的闭合单元（图9-9）。

5）交叉中隔墙法

交叉中隔墙法简称CRD法，是当CD工法仍不能保证围岩稳定和隧道施工安全要求时，在CD工法的基础上对各分部加设临时仰拱，将原CD工法先开挖中壁一侧改为两侧交叉开挖、步步封闭成环而改进发展的一种工法（图9-10）。

CD法和CRD法是两种适用于软弱地层的施工方法，对于控制地表沉陷有很好的效果，一般主要用于城市地下铁道施工中，因其造价高，在山岭隧道中很少采用，但在特殊情形

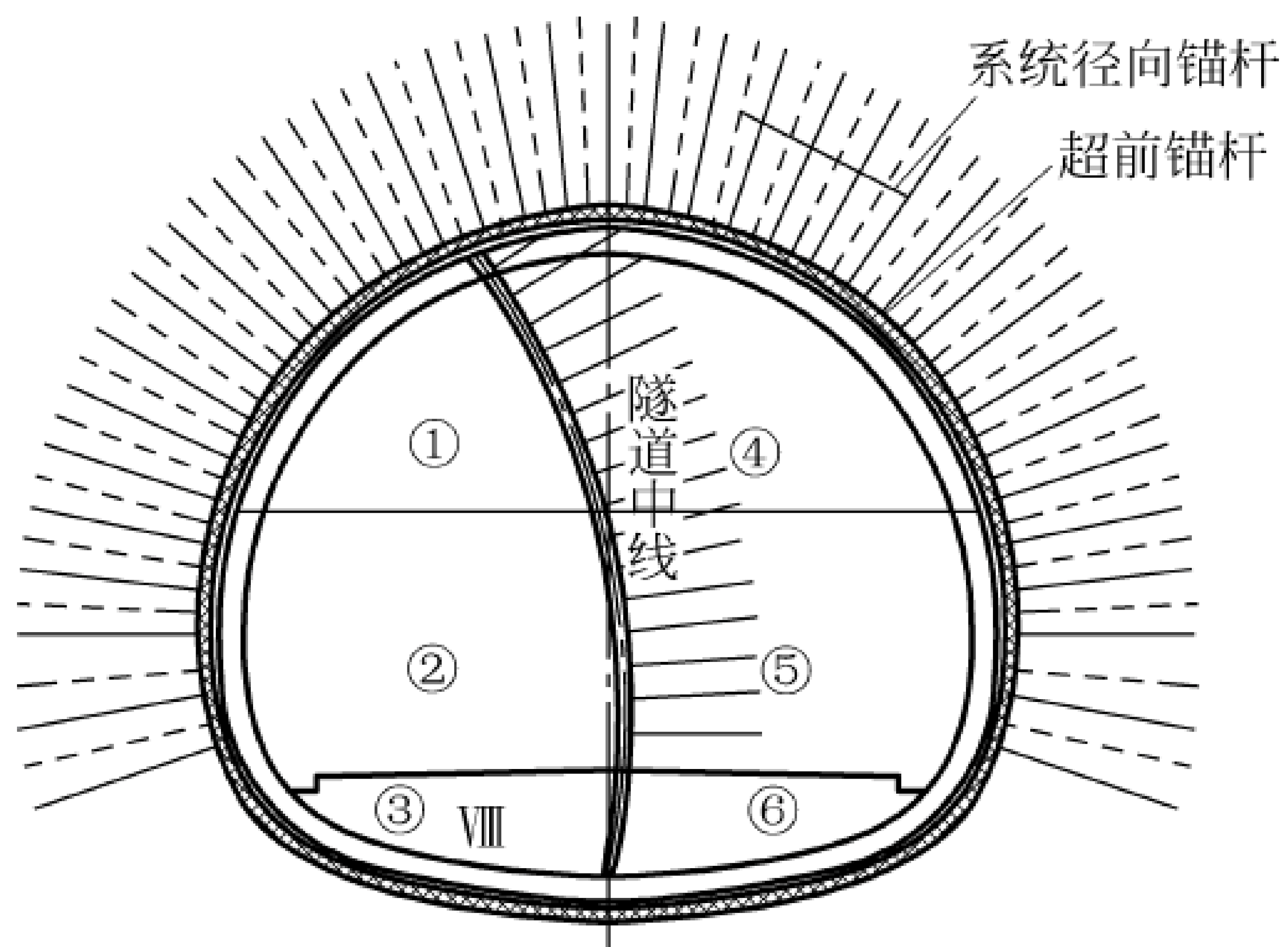


图 9-9 CD 法

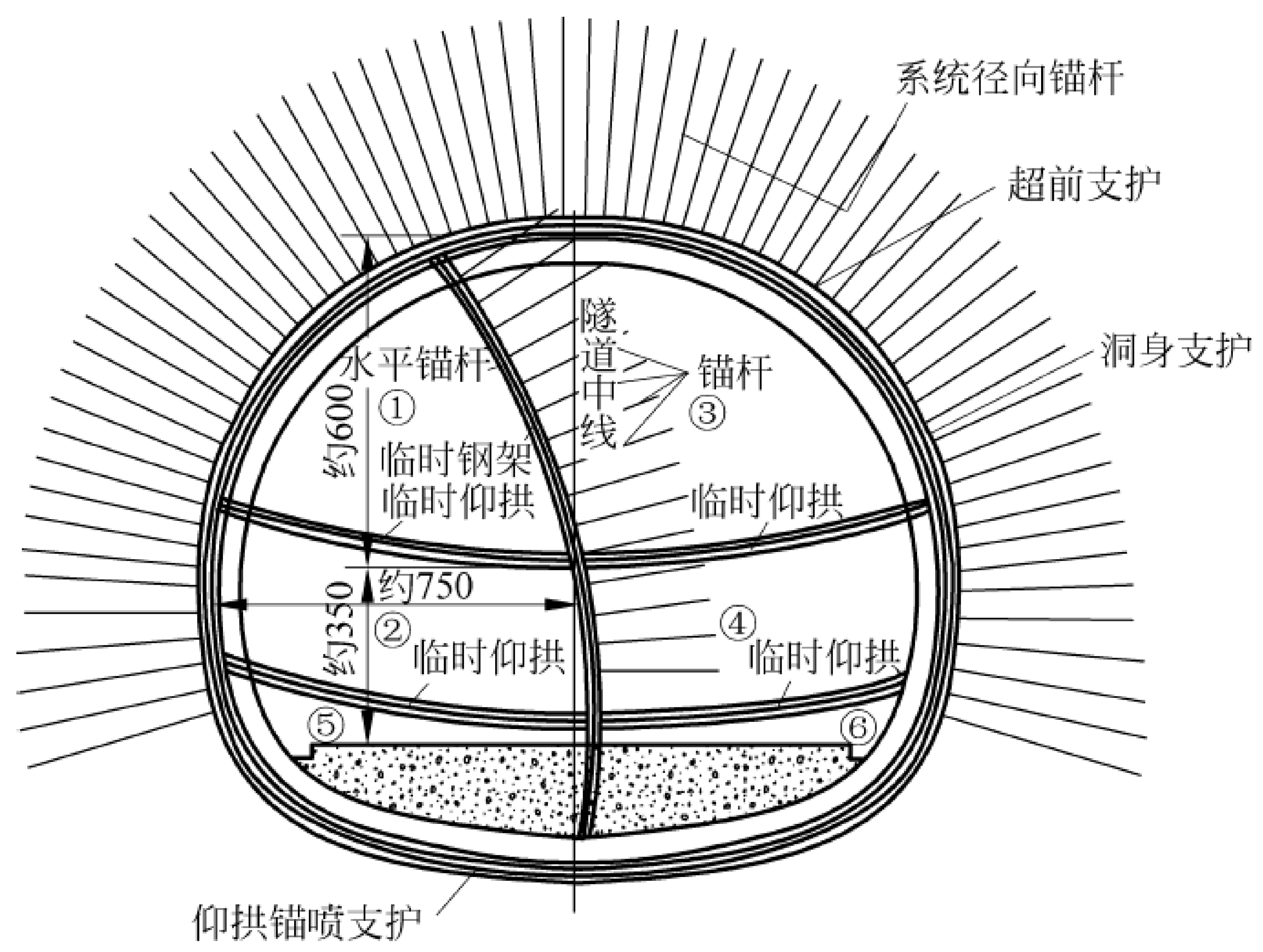


图 9-10 CRD 法

中也可采用,如膨胀土地层。

6)三台阶七步法

三台阶七步开挖法源于中铁十二局,2000 年被铁道部确定为部级工法,是以弧形导坑开挖为基本模式,分上、中、下三台阶留核心土和七个开挖面,各部位的开挖与支护沿隧道纵向错开,平行推进的隧道施工方法(图 9-11)。该方法适用于开挖面积为 100~180m^2、具备一定自稳条件的Ⅳ、Ⅴ级围岩地段隧道的施工。采用三台阶七步开挖法施工应尽量缩短台阶长度,确保初期支护尽快闭合成环,仰拱和拱墙衬砌应及时跟进,尽早形成稳定的支护体系。

三台阶七步开挖法主要有以下施工步骤:①上部弧形导坑环向开挖,施作拱部初期支护;②中、下台阶左、右错开开挖,施作墙部初期支护;③中心预留核心土开挖、隧底开挖,施作隧底初期支护。每部开挖后,均应及时支护。隧底初期支护后,应及时施作仰拱,尽早封闭成环。

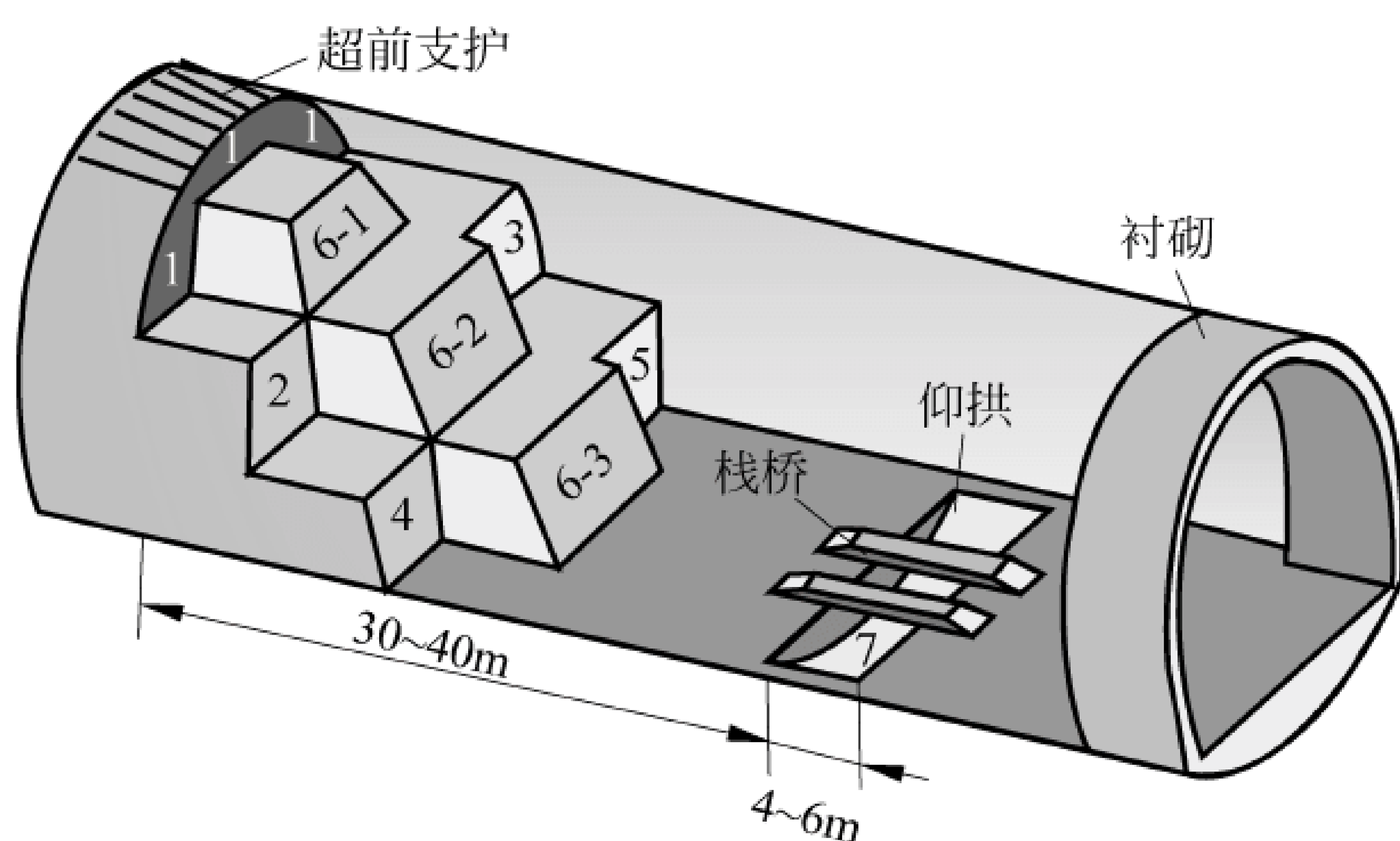


图 9-11 三台阶七步开挖法

9.2.4 掘进机法



9-5 盾构法施工

隧道掘进机是用机械破碎岩石、出渣和支护连续作业的一种综合设备。这种方法始于20世纪30年代。其工作原理是利用盘刀静压切削破岩。按掘进机在工作面上的切削过程,分为部分断面掘进机和全断面掘进机。部分断面挖掘机一般为臂架式钻进机械,在隧道内部进行钻孔机械,或是小型的小断面直接钻岩机械。全断面掘进机包括盾构和TBM。一般来说,在欧洲,盾构也称为TBM。但在日本和中国,习惯上将用于软土地层的隧道掘进机称为盾构,主要是城市地铁区间隧道及小型管道施工,将用于岩石地层的隧道掘进机称为TBM,一般用于山岭隧道或大型引水工程施工。

1. TBM法

硬岩TBM适用于山岭隧道硬岩掘进,代替传统的钻爆法,在相同的条件下,其掘进速度约为常规钻爆法的4~10倍,最佳日进尺可达150m。TBM具有快速、优质、安全、经济、有利于环境保护和劳动力保护等优点。TBM在隧道施工中的应用广泛,如直径8.8m TBM用于西康铁路秦岭隧道18.46km、磨沟岭隧道5.488km和桃花铺隧道5.97km的施工,以及直径10.23m TBM的兰渝铁路西秦岭隧道12.93km的施工。重庆地铁6号线一期试验段直径6.36m TBM掘进长度为13.53km。

硬岩TBM是利用旋转刀盘上的滚刀挤压剪切破岩,通过旋转刀盘上的铲斗齿拾起石渣,落入主机皮带机上向后输送,再通过牵引矿渣车或隧洞连续皮带机运渣到洞外。

TBM可分为敞式和护盾式两类。护盾式又分为单护盾和双护盾两种。敞式TBM适用于围岩整体性较好的隧道施工,同时利用临时支护手段可以应对短距离的不良地质地段;单护盾TBM适用于围岩自稳能力较差的脆性围岩或软岩地层隧道施工;双护盾TBM适用于总体围岩自稳能力较好、自稳能力较差洞段占比不大、塑性变形较小的隧道,其突出特点是综合成洞速度快。

2. 盾构法

盾构法是暗挖法施工中的一种全机械化施工方法。它是将盾构机械在地层中推进,通

过盾构外壳和管片支承四周围岩，防止发生往隧道内的坍塌。同时，在开挖面前方用切削装置进行土体开挖，通过出土机械运出洞外，靠千斤顶在后部加压顶进，并拼装预制混凝土管片，形成隧道结构的一种机械化施工方法。

盾构法施工起源于法国，20 世纪初已经在美、英、德、苏等国推广，30～40 年代已经在这些国家采用盾构成功建成直径 3.0～9.5m 的多条地下铁道及过河隧道。60～80 年代，盾构法继续发展完善，这一时期相继出现了泥水盾构、土压盾构施工方法。1990 年以来，盾构法取得了长足进步，以长距离、大直径、自动化的多种断面形式的盾构机发展成熟，并在地下铁道和隧道工程大量使用。

盾构法施工得到广泛使用，因其具有以下的优越性：在盾构的掩护下进行开挖和衬砌作业，安全性高，不影响地面交通和河道通航，产生的振动、噪声等环境危害较小，对地面建筑物及地下管线的影响较小。

盾构机既是一种施工机具，也是一种强有力的临时支撑结构。盾构机外形上看是一个大的钢管机，较隧道断面略大，主要用来抵挡外向水压和地层压力。它包括三部分：前部的切口环、中部的支撑环以及后部的盾尾。

1）分类

盾构类型很多，按盾构断面形状可分为圆形、拱形、矩形和马蹄形。圆形因其抵抗地层中的土压力和水压力较好，衬砌拼装简便，可采用通用构件和易于更换等特点，应用较为广泛。

盾构按挖掘方式可分为手工挖掘式、半机械挖掘式和机械挖掘式三种。

盾构按盾构前部构造可分为敞胸式和闭胸市两种。

盾构按排水和稳定开挖面的方式可分为人工井点降水、泥水加压、土压平衡式的无气压盾构、局部气压盾构和全气压盾构等。

随着地下铁道和隧道工程的发展，盾构机械的种类越来越多，适用性也越加广泛。盾构法适用于长隧道和地铁区间隧道，短隧道是不经济的。常用盾构的性能和适用条件见表 9-1。

表 9-1 常用盾构性能和适用条件

<table>
<tr><th>挖掘方式</th><th>构造类型</th><th>盾构名称</th><th>施工措施</th><th>适用地层</th><th>备注</th></tr>
<tr><td rowspan="5">手工挖掘式</td><td rowspan="3">敞胸</td><td>普通盾构</td><td>临时挡板支撑千斤顶</td><td>地质稳定或松软均可</td><td rowspan="3">辅以气压，人工井点降水及其他地层加固措施</td></tr>
<tr><td>棚式盾构</td><td>将开挖面分成几层，利用砂的安息角和棚的摩擦阻力使开挖面稳定</td><td>砂性土</td></tr>
<tr><td>网格式盾构</td><td>利用土和钢制网状格栅的摩阻力使开挖面稳定</td><td>黏土、淤泥</td></tr>
<tr><td rowspan="2">闭胸</td><td>半挤压盾构</td><td>胸板局部开孔，依靠千斤顶推力使土砂从开孔中挤出或自然流出</td><td>软可塑黏土</td><td>—</td></tr>
<tr><td>全挤压盾构</td><td>盾构胸板无孔，不进土，完全挤入淤泥地层中</td><td>淤泥</td><td>—</td></tr>
</table>

续表

<table>
<tr><th>挖掘方式</th><th>构造类型</th><th>盾构名称</th><th>施工措施</th><th>适用地层</th><th>备注</th></tr>
<tr><td rowspan="8">半机械式挖掘式</td><td rowspan="4">敞胸</td><td>反铲式盾构</td><td>手掘式盾构装上反铲式挖土机出土</td><td>开挖面能自稳的坚硬土层</td><td rowspan="4">辅助措施</td></tr>
<tr><td>旋转式盾构</td><td>手掘式盾构装上软岩挖掘机出土</td><td>石质软岩</td></tr>
<tr><td>旋转刀盘式盾构</td><td>面板加单刀盘或多刀盘挖土</td><td>软岩</td></tr>
<tr><td>插刀式盾构</td><td>千斤顶顶进插板,机械或人工挖土</td><td>硬土层</td></tr>
<tr><td rowspan="4">闭胸</td><td>局部气压盾构</td><td>面板与隔板间加气压</td><td>含水松软地层</td><td>不设辅助措施</td></tr>
<tr><td>泥水加压盾构</td><td>面板与隔板间加有压泥水</td><td>含水地层冲积层、洪积层</td><td rowspan="3">辅助措施</td></tr>
<tr><td>土压平衡盾构</td><td>面板隔板间充满土砂,产生的压力和开挖处的地层压力保持平衡</td><td>淤泥、淤泥夹砂</td></tr>
<tr><td>网格式挤压盾构</td><td>胸板为网格,土体通过网格孔挤入盾构</td><td>淤泥</td></tr>
</table>

2）盾构施工主要工序

盾构施工工序有工作井施工、土层开挖、推进纠偏、衬砌拼装、衬砌背后压注、盾构接收等(图 9-12)。

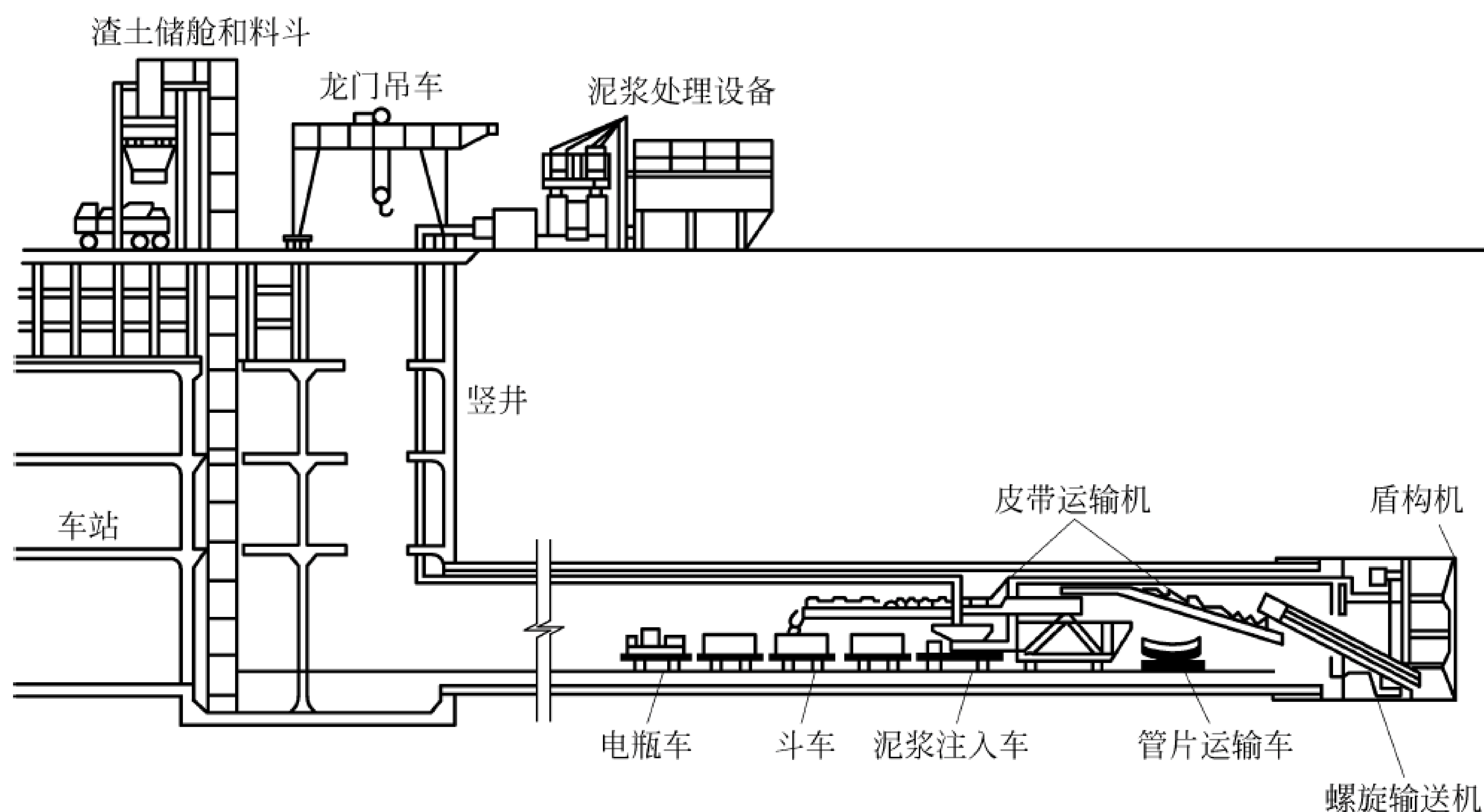


图 9-12 盾构法施工示意

(1) 始发工作井。采用盾构法施工时,首先要在隧道的始端和终端开挖基坑或建造竖井,用作盾构及其设备的拼装井(室)和拆卸井(室);对于特别长的隧道,还应设置中间检修工作井(室)。拼装井和拆卸用的工作井建筑尺寸应根据盾构装拆的施工要求来确定。拼装井的井壁上设有盾构出洞口,井内设有盾构基座和盾构推进的后座。井的宽度一般应比盾构直径大 1.6～2.0m,以满足铆、焊等操作的要求。井的长度,除了满足盾构内安装设备的

要求，还要考虑盾构推进出洞时，拆除洞门封板和在盾构后面设置后座，以及垂直运输所需的空间。中、小型盾构的拼装井长度，还要考虑设备车架转换的方便。盾构在拼装井内拼装就绪，经运转调试后，就可拆除出洞口封板，盾构推出工作井后即开始隧道掘进施工。

（2）土层开挖。在盾构开挖土层的过程中，为了安全并减少对地层的扰动，一般先将盾构前面的切口贯入土体，然后在切口内进行土层开挖，主要有以下开挖方式。

敞开式开挖：适用于地质条件较好、掘进时能保持开挖面稳定的地层。由顶部开始逐层向下开挖，可按每环衬砌的宽度分数次完成。

机械切削式开挖：用装有全断面切削大刀盘的机械化盾构开挖土层。大刀盘可分为刀架间无封板的和有封板的两种，分别在土质较好和较差的条件下使用。在含水不稳定的地层中，可采用泥水加压盾构和土压平衡式盾构进行开挖。

挤压式开挖：使用挤压式盾构的开挖方式，又有全挤压和局部挤压之分。前者由于掘进时不出土或部分出土，对地层有较大的扰动，使地表隆起变形，因此隧道位置应尽量避开地下管线和地面建筑物。此种盾构多用于江河、湖底或郊外空旷地区。

网格式开挖：使用网格式盾构开挖时，要掌握网格的开孔面积。格子过大会丧失支承作用，过小会产生对地层的挤压扰动等不利影响。在饱和含水的软塑土层中，这种掘进方式具有出土效率高、劳动强度低、安全性好等优点。

（3）推进纠偏。在推进过程中，主要采取编组调整千斤顶的推力、调整开挖面压力以及控制盾构推进的纵坡等方法，来操纵盾构位置和顶进方向。一般按照测量结果提供的偏离设计轴线的高程和平面位置值，确定下一次推进时须有若干千斤顶开动及推力的大小，用以纠正方向。此外，调整的方法也随盾构开挖方式有所不同：如敞开式盾构，可用超挖或欠挖来调整。机械切削开挖，可用超挖刀对局部超挖来进行纠正。挤压式开挖，可用改变进土孔位置和开孔率来调整。

（4）衬砌拼装。常用液压传动的拼装机进行衬砌（管片或砌块）拼装。拼装方法根据结构受力要求可分为通缝拼装和错缝拼装。通缝拼装是使管片的纵缝环环对齐，拼装较为方便，容易定位，衬砌圆环的施工应力较小，但其缺点是容易积累环面不平整的误差。错缝拼装是使相邻衬砌圆环的纵缝错开管片长度的1/3～1/2。错缝拼装的衬砌整体性好，但当环面不平整时，容易引起较大的施工应力。衬砌拼装方法按拼装顺序又可分为先环后纵和先纵后环两种。先环后纵法是先将管片（或砌块）拼成圆环，然后用盾构千斤顶将衬砌圆环纵向顶紧。先纵后环法是将管片逐块先与上一环管片拼接好，最后封顶成环。这种拼装顺序，可轮流缩回和伸出千斤顶活塞杆以防止盾构后退，减少开挖面土体的走动。而先环后纵的拼装顺序，在拼装时须使千斤顶活塞杆全部缩回，极易产生盾构后退，故不宜采用。

（5）衬砌压注。为了防止地表沉降，必须将盾尾和衬砌之间的空隙及时压注充填。压注后还可改善衬砌受力状态，并增进衬砌的防水效果。压注的方法有二次压注和一次压注。二次压注是在盾构推进一环后，立即用风动压注机通过衬砌上的预留孔，向衬砌背后的空隙内压入豆粒砂，以防止地层坍塌；在继续推进数环后，再用压浆泵将水泥类浆体压入砂间空隙，使之凝固。一次压注是随着盾构推进，当盾尾和衬砌之间出现空隙时，立即通过预留孔压注水泥类砂浆，并保持一定的压力，使之充满空隙。压浆时要对称进行，并尽量避免单点超压注浆，以减少对衬砌的不均匀施工荷载。一旦压浆出现故障，应立即暂停盾构的推进。

(6) 盾构接收。接收井是盾构到达并拆卸运输至地面的竖井,盾构接收井与始发工作井类似。一般盾构掘进至接收井 50~60m 时即进行贯通掘进阶段,应立即确定盾构机头的坐标位置和姿态,并根据测量结果确定盾构推进方案,保证盾构机顺利、安全、准确进入接收井(即盾构出洞)。贯通掘进时,应注意降低盾构掘进速度(一般控制在不大于 20mm/min),以利于盾构姿态的控制。当盾构掘进至距洞口 6~10m 时,降低盾构掘进的控制土压值,既要防止因土压低而造成管片外围岩的下沉,又要防止因土压高而造成洞口土体的提前破坏。

9.2.5 特殊岩土和不良地质地段隧道施工

在修建隧道中,常遇到一些不利于施工的特殊地质地段,如膨胀土围岩、黄土、溶洞、断层、松散地层、流沙、岩爆等。在开挖、支护和衬砌过程中,各种因素的影响都可能引发土石坍塌,坑道支撑变形,衬砌结构断裂,严重影响施工进度、安全和质量。

1. 膨胀性围岩

膨胀性围岩指土中黏土矿物成分主要由亲水性矿物组成,同时具有吸水显著膨胀软化和失水收缩硬裂两种特性,且具有湿胀干缩往复变形的高塑性黏性土。膨胀土围岩土体中储存有较高的初始应力。当隧道开挖后,引起围岩应力释放,强度降低,产生卸荷膨胀。在隧道开挖过程中,常有初期围岩变形大、发展速度快等现象。膨胀土围岩因吸水而膨胀,失水而收缩,都将破坏围岩的稳定性,膨胀压力将对增大围岩压力起叠加作用。

在膨胀土地层中开挖隧道时,在施工过程中,应对围岩压力及其流变情况进行充分的调查和测量,分析其变化规律,并对地下水分布和变化进行监测。在施工中,应以尽量减少对围岩的扰动和防止水的浸湿为原则,宜采用无爆破掘进法。如采用掘进机、风镐、液压镐等开挖。在开挖过程中,应尽可能缩短围岩暴露时间,并及时衬砌,以尽快恢复洞壁因土体开挖而解除的部分围岩应力,减少围岩膨胀变形。开挖方法宜不分部或少分部,多采用短台阶法、侧壁导坑法和眼镜工法。膨胀性围岩隧道应采用喷锚支护稳定围岩,及时施作二次衬砌。

2. 黄土

黄土是在干燥气候条件下形成的一种具有褐黄、灰黄或黄褐等颜色,并有针状大孔、垂直节理发育的特殊性土。黄土在我国分布较广。黄河中游的河南西部、山西南部、陕西和甘肃的大部分地区为我国黄土和湿陷性黄土的主要分布区。这些地区的黄土分布厚度大、地层全面连续,发育亦较典型。

黄土节理发育,常会引起土体较大的坍塌。黄土冲沟地段容易发生较大的坍塌或滑坡现象。黄土溶洞与陷穴常有发生隧道冒顶的危险。湿陷性黄土受水浸湿后,呈不同程度的湿陷后,会突然发生下沉现象,使开挖后的围岩迅速丧失自稳能力,如果支护措施满足不了变化后的情况,极容易造成坍塌。

黄土施工中应遵循“短开挖、少扰动、强支护、实回填、严治水、勤测量”的施工原则,紧凑安排施工工序,精心组织施工。开挖方法可采用短台阶法或分部开挖法(留核心土法),初期支护应紧跟开挖面施作。在初期支护基本稳定后,进行永久支护衬砌。衬砌背后回填要密实,尤其是拱顶回填最为重要。同时,应做好洞顶、洞门及洞口的防排水系统工程,并妥善处

理好陷穴、裂缝，以免地面积水侵蚀洞体周围，造成土体坍塌。

3. 溶洞

岩溶是指可溶性岩层，如石灰岩、白云岩、白云质灰岩、石膏、岩盐等，受水的化学作用和机械作用产生沟槽、裂缝和空洞以及由于空洞的顶部塌落使地表产生陷穴、洼地等现象和作用。溶洞是以岩溶水的溶蚀作用为主，间有潜蚀和机械塌陷作用而造成的基本水平方向延伸的通道。溶洞是一种岩溶现象。

我国石灰岩分布极广，常会遇到溶洞。因此，隧道穿越溶洞时，应根据溶洞规模、充填地下水情况及其与隧道的关系等情况，采取分类处理措施：

(1) 小型溶洞。可采取浆砌或干砌片石封闭、回填、护拱防护、抛石注浆等措施。

(2) 大型干溶洞。拱部及边墙宜采取回填措施，基底可采取板跨、梁跨、拱跨、钢管群桩、桩基托梁、填筑等措施。

(3) 大型充填型溶洞。根据充填物的性质及稳定性，采取封闭掌子面、超前预注浆加固、超前支护等措施，基底可采取钢管群桩、旋喷桩等措施。

(4) 大型充水型溶洞。可采用梁跨、拱跨、泄水等措施。

(5) 大型过水型溶洞。可根据具体情况，采取泄水洞、梁跨、拱跨、迂回导坑等措施。

4. 岩爆

对于埋藏较深的隧道工程，在高应力、脆性岩体中，由于施工爆破扰动原岩，岩体受到破坏，使掌子面附近的岩体突然释放出潜能，产生脆性破坏，这时围岩表面发出爆裂声，随之有大小不等的片状岩块弹射剥落出来，这种现象称为岩爆。岩爆有时频繁出现，有时甚至会延续一段时间后才逐渐消失。岩爆不仅直接威胁作业人员与施工设备的安全，而且严重地影响施工进度，增加工程造价。高地应力岩爆分级及对施工的影响见表 9-2。

表 9-2 岩爆分级及对施工影响

岩爆分级	岩石强度应力比 (R_c/σ_{max})	分级描述
轻微	4～7	围岩表层有爆裂、剥离现象，内部有噼啪、撕裂声，人耳偶然可听到，无弹射现象；主要表现为洞顶的劈裂～松脱破坏和侧壁的劈裂～松脱、隆起等；岩爆零星间隔发生，影响深度小于 0.5m；对施工影响小
中等	2～4	围岩爆裂、剥离现象较严重，有少量弹射，破坏范围明显；有似雷管爆破的清脆爆裂声，人耳常可听到围岩内的岩石撕裂声；有一定持续时间，影响深度 0.5～1.0m；对施工有一定影响
强烈	1～2	围岩大片爆裂脱落，出现强烈弹射，发生岩块的抛射及岩粉喷射现象；有似爆破的爆裂声，声响强烈；持续时间长，并向围岩深部发展，破坏范围和块度大，影响深度 1～3m；对施工影响大
极强	<1	围岩大片严重爆裂，大块岩片出现剧烈弹射，振动强烈，有似炮弹、闷雷声，声响剧烈；迅速向围岩深部发展，破坏范围和块度大，影响深度大于 3m；严重影响施工

岩爆的产生取决于围岩的应力状态与岩性条件。在施工中控制和改变这两个因素就可能防止或延缓岩爆的发生。因此，防治岩爆发生的措施主要有以下两种。

(1) 强化围岩的措施很多,如喷射混凝土或喷钢纤维混凝土、锚杆加固、锚喷支护、锚喷网联合、钢支撑网喷联合、紧跟混凝土衬砌等。这些措施的出发点是给围岩一定的径向约束,使围岩的应力状态较快地从二维转向三维状态,以达到延缓或抑制岩爆发生的目的。

(2) 弱化围岩的主要措施是注水、超前预裂爆破、排孔法、切缝法等。注水的目的是改变岩石的物理力学性质,降低岩石的脆性和储存能量的能力。

5. 瓦斯地层

瓦斯是地下坑道内有害气体的总称,其成分以沼气(甲烷,CH_4)为主。当隧道穿过煤层、油页岩或含沥青的岩层,或从其附近通过而围岩破碎、节理发育时,可能会遇到瓦斯。如果洞内空气中瓦斯浓度已达到爆炸限度,并与火源接触,就会引起爆炸,会对隧道施工带来很大的危害和损失。当坑道中的瓦斯浓度小于5%,并遇到火源时,瓦斯只是在火源附近燃烧而不会爆炸。瓦斯浓度在5%~6%和14%~16%时,遇到火源具有爆炸性。瓦斯浓度大于14%~16%时,一般不爆炸,但遇火能平静地燃烧。

瓦斯隧道的施工主要包括以下措施。

(1) 隧道穿过瓦斯溢出地段,应预先确定瓦斯探测方法,并制订瓦斯稀释措施、防爆措施和紧急救援措施等。

(2) 隧道通过瓦斯地区的施工方法,宜采用全断面开挖,因其工序简单、面积大、通风好,随掘进随衬砌,能够缩短煤层的瓦斯放出时间和缩小围岩暴露面,有利于排除瓦斯。

(3) 通风是防止瓦斯爆炸最有效的办法,可以稀释空气中的瓦斯浓度并将其排出洞外。有瓦斯的坑道,决不允许用自然通风,必须采用机械通风,且防止漏风,并配备备用的通风机,一旦原有通风机发生故障时,备用机械能立即供风。

(4) 煤系地层瓦斯排放量较大,使用常规通风手段难以稀释到安全标准时,可使用超前周边全封闭预注浆,开挖后要及时进行喷锚支护,并保证其厚度,可以阻止瓦斯渗漏。

9.3 施工超前地质预报



9-6 辅助作业

隧道是建筑在地下的隐蔽工程,地下地质条件复杂,存在许多无法预知的地质因素,如破碎带、断层、岩溶、富水岩层等,稍有不慎就会造成塌方、沉陷、涌水、支护结构变形、人员伤害等,严重影响施工进度和工程形象。及时了解隧道掌子面前方的工程地质和水文地质情况,是地下洞室开挖中亟须解决的问题,超前地质预报技术是解决这一问题的途径之一。

1. 施工超前地质预报定义、目的和内容

1) 施工超前预报定义

施工超前预报是指根据隧道开挖揭示的洞身围岩条件的变化趋势,以及采用各种地球物理探测手段对隧道施工掌子面前方地质情况的探测结果,结合洞内、外的地质调查、掌子面素描结果和预报人员地质经验,对隧道前方可能遇到的不良地质体及由此可能引发的地质灾害的性质、分布位置、规模的预测。

2）地质超前预报目的

地质超前预报的目的是通过超前预报措施，及时发现异常情况，查明掌子面前方不良地质体的位置、产状及其围岩结构的完整性与含水特性，为正确选择开挖断面、支护设计参数和优化施工方案提供依据，预防隧道施工中可能形成的灾害性事故，以保证施工安全，提高效率和缩短工期。

3）地质超前预报内容

（1）围岩类别预报：预报掌子面前方的围岩类别，软弱围岩及不同类别围岩的界面，判断前方围岩的稳定性。

（2）水文地质预报：预报洞内涌水量的大小、涌水压力及其变化规律，评价其对环境地质、水文地质的影响。

（3）不良地质体预报：预报掌子面前方一定范围内有无突水、突泥、岩爆，查明其范围、规模、性质，提出有效的施工措施或建议；预报断层破碎带或软弱夹层的位置、宽度、产状、性质和填充物的状态，判定其稳定性，提出科学合理的施工方案。

（4）隧道附近地质异常体预报：隧道施工中有些未被揭露或小部分揭露出的地质异常体可能影响后期的隧道施工安全及运营安全，所以有必要探明隧道附近未被揭露的隐伏地质异常体的性质和分布情况，评估其对隧道结构后期的危害程度，做出是否处理及如何处理的方案，实现隧道结构耐久性和安全运营的目标。

2. 超前地质预报方法

隧道超前地质预报可采用地质调查法、超前钻探法、超前导坑预报法和物探法。在实施过程中，可采用一种或多种方法相结合，并对各种方法的预报结果综合分析，相互验证，提高预报准确性。

1）地质调查法

地质调查又称为地质素描，地质素描是利用所见已开挖段的地质情况，预报前方可能出现的不良地质条件。素描的主要内容包括地层岩性、构造发育情况、地下水状态、围岩稳定性及初期支护状态等。素描法预报不占用施工时间，设备简单，不干扰施工，出结果快。但地质素描对与隧道夹角较大而又向前倾的结构面容易产生漏报，对于向掌子面前方倾斜的结构面预报时效果较差。

2）超前钻探法

超前钻探法是用钻探设备向掌子面前方钻探，直接揭示隧道掌子面前方几十米地层的岩性、岩体结构、构造、地下水、岩溶洞穴充填物及其性质、岩体完整程度等资料，比较直观，还可通过岩芯试验获得岩石强度等定量指标（图 9-13），适用于已经基本认定的主要不良地质区段。但该方法在复杂地质条件下预报效果较差，很难预测到正洞掌子面前方的小断层和贯穿性大节理，与隧道轴线平行的结构面以及钻孔与钻孔之间的地质情况也反映不出来。采用超前钻探法进行地质预报时，应注意钻孔数、钻孔深度和钻孔位置的选择。

应依据围岩类别和断面大小进行布孔，一般为 1～4 孔，如图 9-14 所示。

钻孔深度在 40～50m 之间时，探测效果较为理想，经济性最优。

钻孔应布置在地质异常部位。当需探测覆盖层或风化层界限时，钻孔应尽量布置在掌子面靠上部位；当需探测洞身岩溶发育状况时，钻孔应有一定外插角。

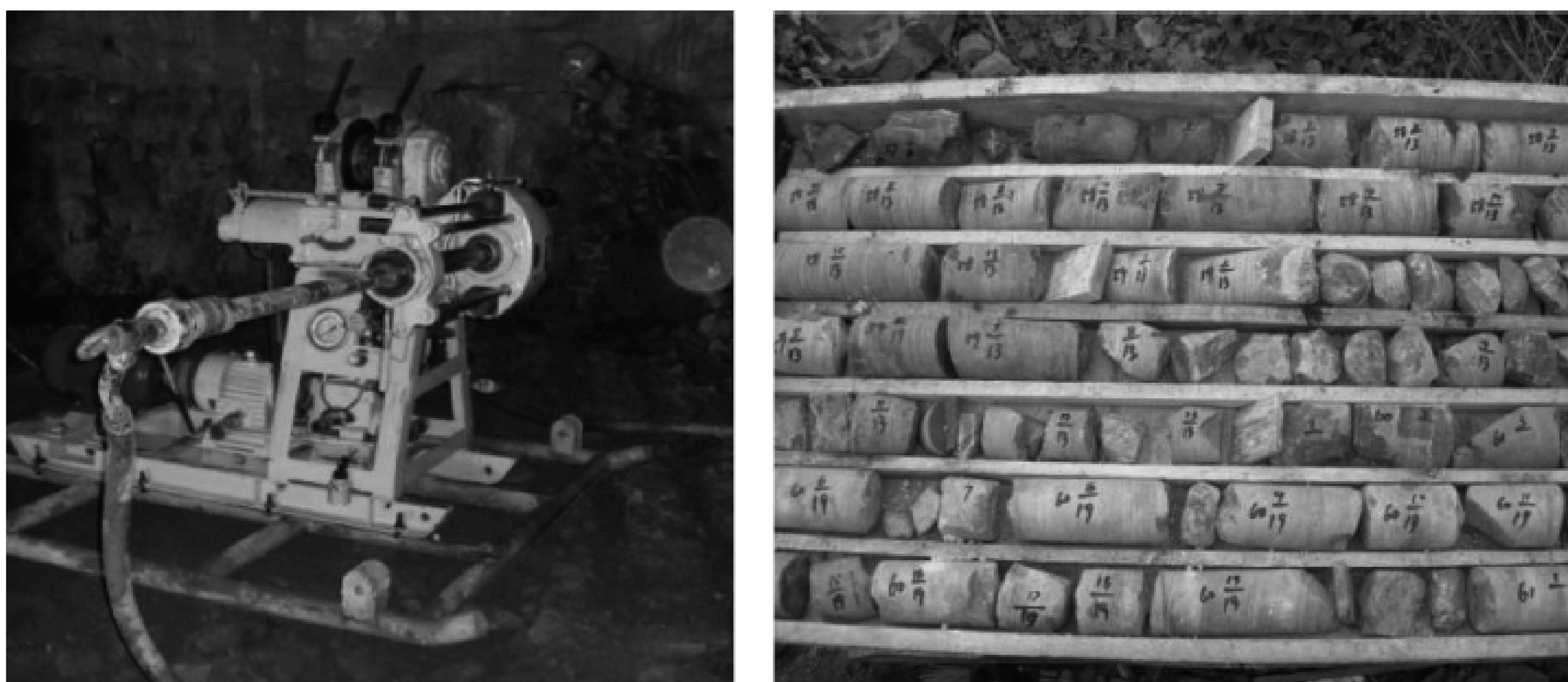


图 9-13 探孔施工及岩层分布

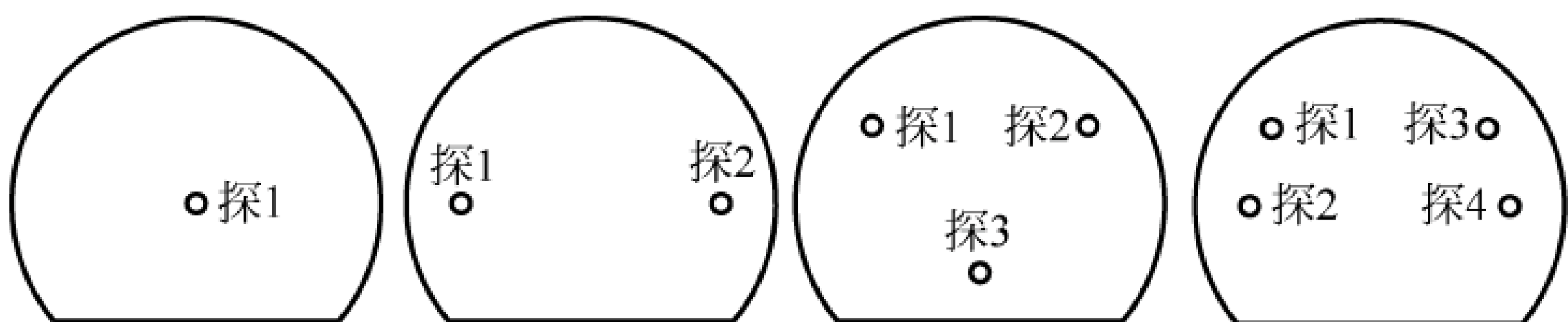


图 9-14 探孔布置图

超前钻探法的缺点是成本高、速度慢，探测结果孔数少，难以形成面。遇软弱岩层取芯困难，对岩溶隧道布孔位置带有偶然性。遇水或瓦斯地层时，可能会出现意想不到的问题。

3）超前导坑预报法

超前导坑可分为超前平行导坑和超前正洞导坑。平行导坑的布置平行于正洞，断面小，而且与正洞之间有一定的距离，在施工过程中通过对导坑中遇到的构造、结构面或地下水等情况绘制地质素描图，即可对正洞的地质条件进行预报。超前平行导坑法最为直观，精确度高。其缺点是成本高，影响施工进度。

4）工程物探法

（1）红外探测。地下水的活动会引起岩体红外辐射场强的变化，当隧道掌子面前方及周边介质单一时，所测得的红外场为正常场；当前方存在隐伏含水构造或有水时，所产生的场强会叠加到正常场上，从而使正常场产生畸变。据此可判断掌子面前方一定范围内是否有隐伏的含水体。该方法测量快速，施工干扰小，但无法预报水量和含水体前方的具体位置，如图 9-15 所示。



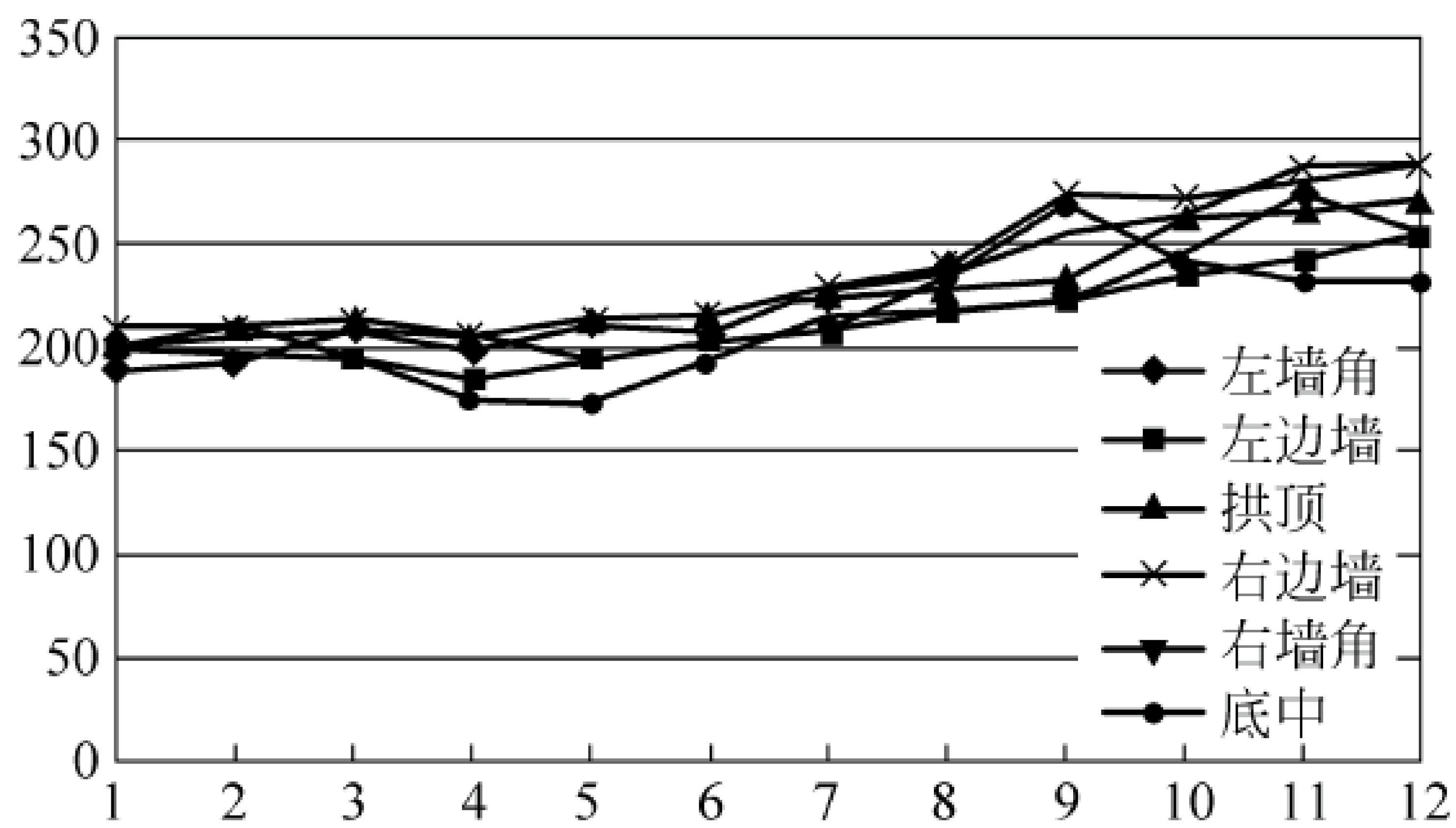


图 9-15 红外探水仪及水量分布

(2) 声波探测。声波对裂隙反应很敏感，声波探测利用声波遇到裂隙即发生介面效应(反射、折射和绕射)，耗损波能，使波形变得复杂和波速减缓的特性，通过探测反射信号，求得其传播特征后，即可了解工作面前方的岩体特征。该方法可用于探测划分隧道围岩级别，划分地层界线，探测隐伏断层、破碎带，探测岩溶、地下洞穴，测定含水层分布，查找地质构造，探测不良地质体的厚度和范围等。

(3) 电磁波法。电磁波法是利用电磁波在不同介质中产生透射、反射的特性来进行地质预报工作的。目前常用的方法有地质雷达法(图 9-16)，它是一种地下高频至超高频段电磁波反射探测法，通过测定与岩溶含水性有关介电常数的变化来探测充水地质体，探测距离一般小于 30m，在潮湿含水层中小于 10m，广泛用于探测隐伏断层、破碎带、地下岩溶、洞穴和岩性界面等。试验表明，采用地质雷达对隧底、边墙、隧顶外围岩的不良地质探测效果最好，结合超前平导应用可对正洞起到超前预报的作用。根据断面大小，地质雷达探测法的掌子面测线的布置数量一般有 1 线、2 线和 4 线法，应覆盖整个掌子面(图 9-17)。常见地质灾害雷达探测图像显示如图 9-18～图 9-21 所示。地质雷达探测法的缺点是探测有效距离短，一般为 10～15m，需要频繁地探测，故探测工作量大。探测效果受初期支护和二次衬砌中的钢筋网、锚杆、小导管、钢拱架及现场机具等金属物的影响。此外，掌子面凹凸不平也会影响探测的效果。

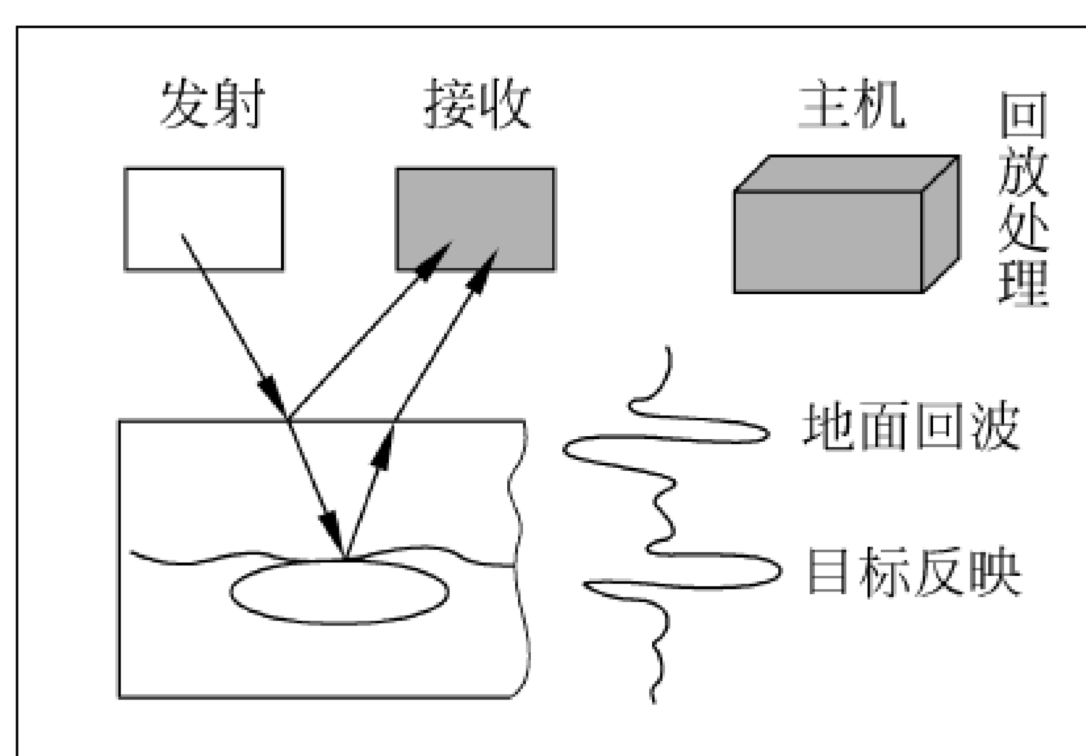


图 9-16　地质雷达探测原理

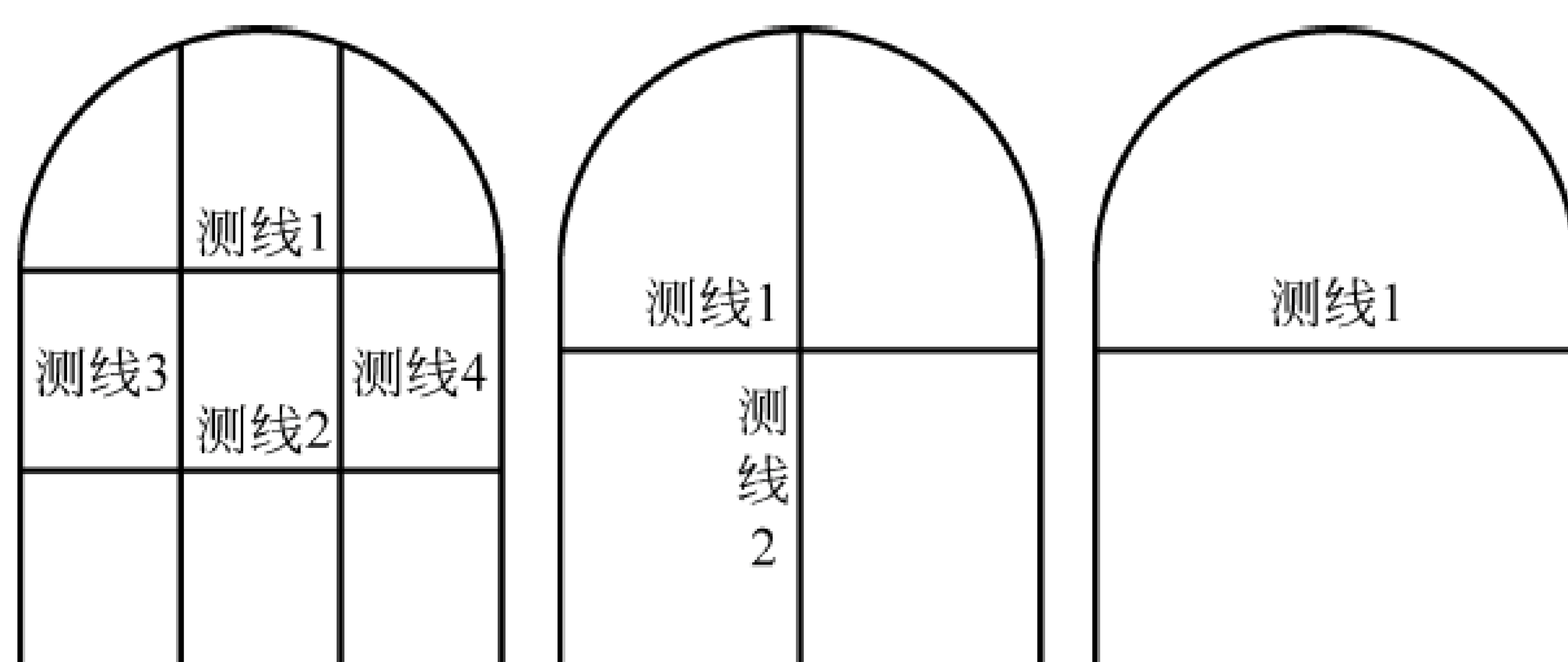


图 9-17　隧道探线布置

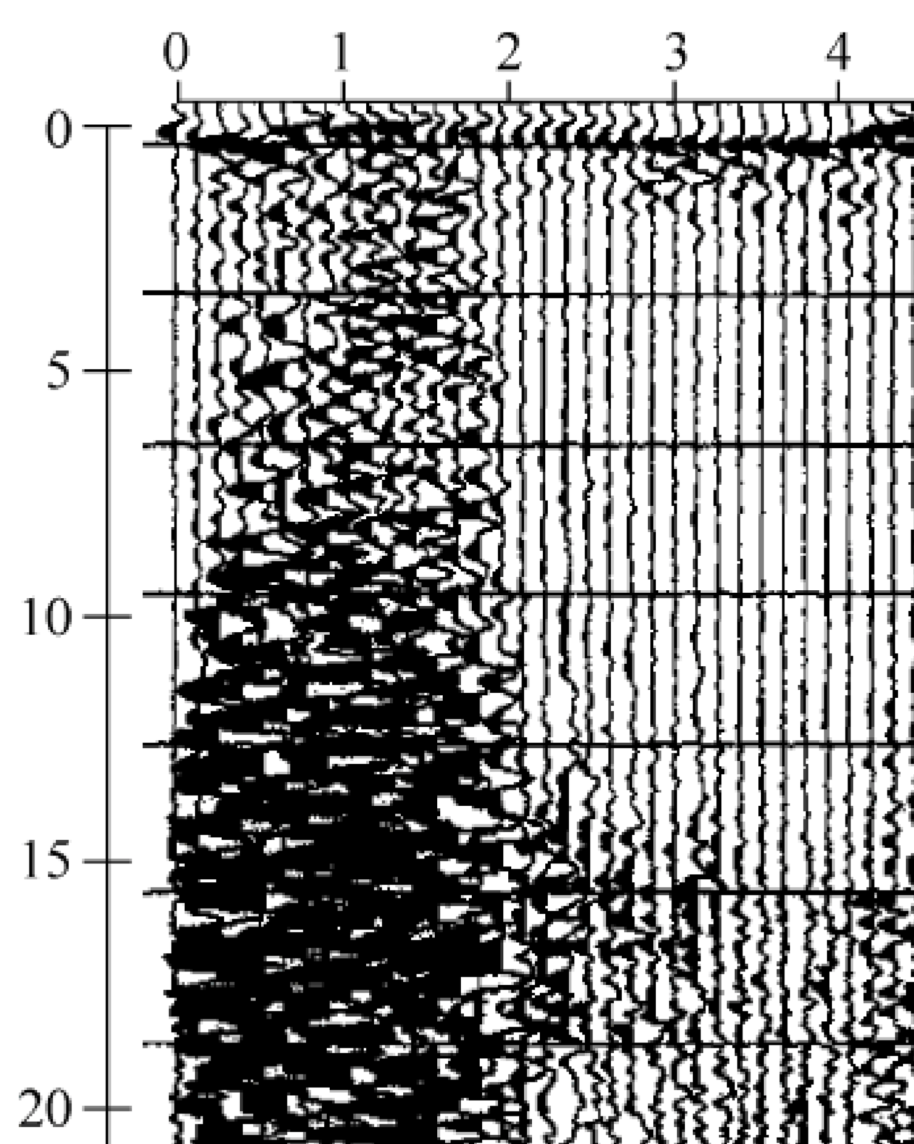


图 9-18　岩溶探测(单位：m)

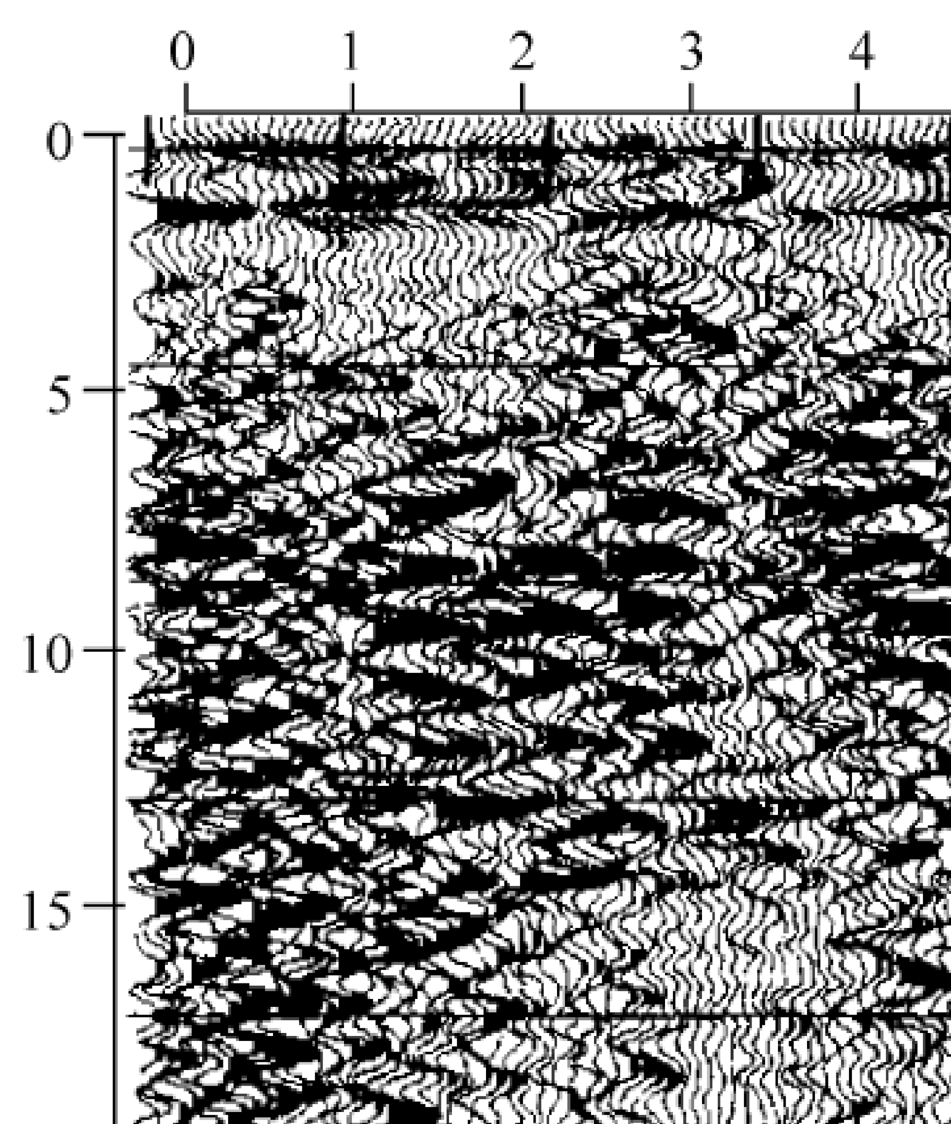


图 9-19　富水带探测(单位：m)

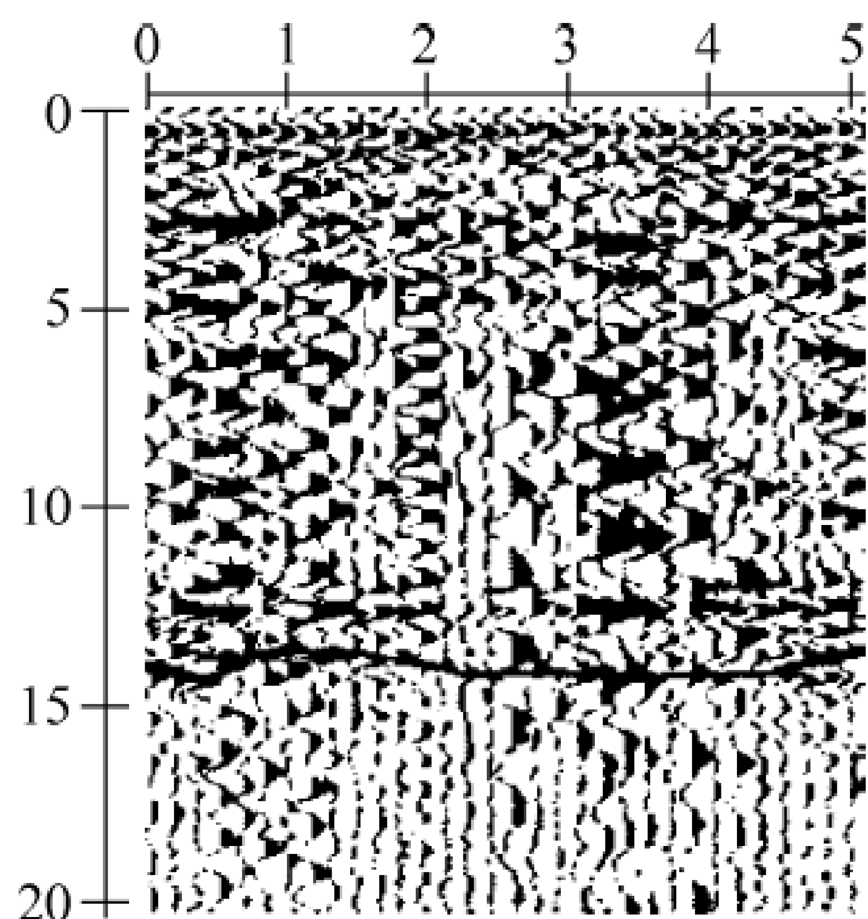


图 9-20 断层破碎带探测(单位：m)

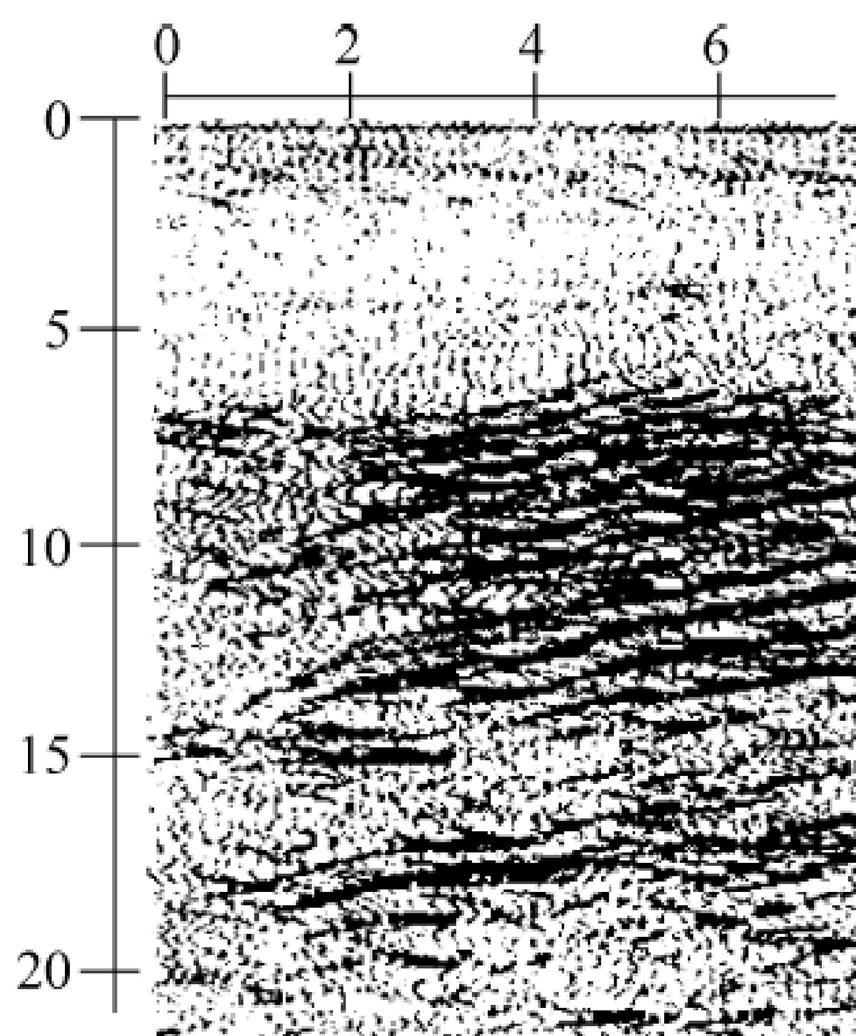


图 9-21 裂隙密集带探测(单位：m)

(4) 地震波法。常用的地震波法包括隧道地震超前预报系统(TSP和TGP)、负视速度法(TVSP)和水平声波剖面法(HSP)等。TSP法是瑞士安伯格(AMBERG)测量技术公司生产的地质超前预报探测系统,TGP是国产应用较广的用于超前地质预报设备,目前在我国的应用较为广泛。

采用TSP/TGP进行超前地质预报,其原理主要是应用振动波的回声原理(图9-22),现场实施时先在隧道左侧或者右侧布置18～24个爆破点,各爆破点孔深1.5m,间距1.5m,成直线排列,作为爆破振动源,并在爆破点以外距离20m处布设接收炮孔,接收孔深2.0m,与爆破孔成一条直线,接收孔可在隧道一侧或双侧进行设置,如图9-23所示。爆破孔及接收孔布置好后,在爆破孔内安放炸药进行爆破以激发振动声源,在接收孔内安放接收器以采集岩体内的振动波传播情况,整个数据采集过程均由专业软件进行。

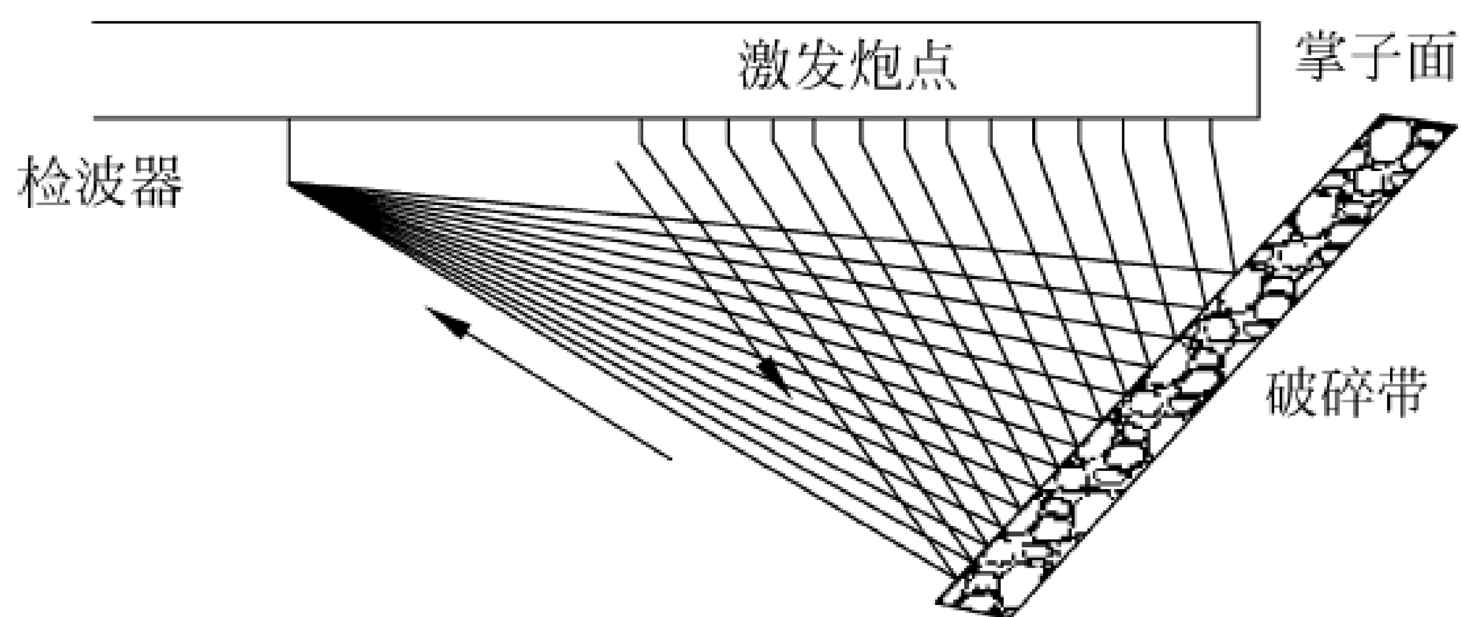


图 9-22 地震波法预报原理

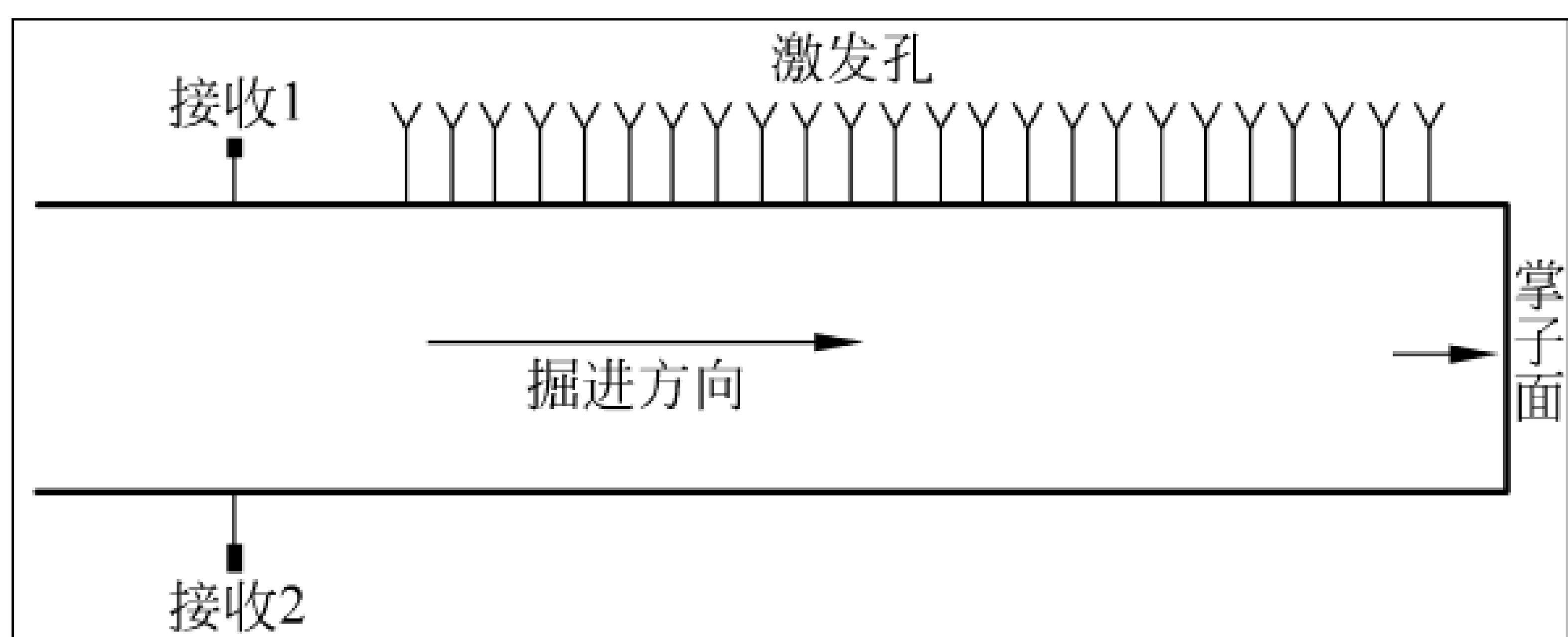


图 9-23 地震波法试验方法

TSP/TGP使用步骤如下：①布设炮孔,埋设检波器；②起爆,记录地震波数据；③数据处理,给出预报结果。图9-24给出了岩石节理面反馈结果。

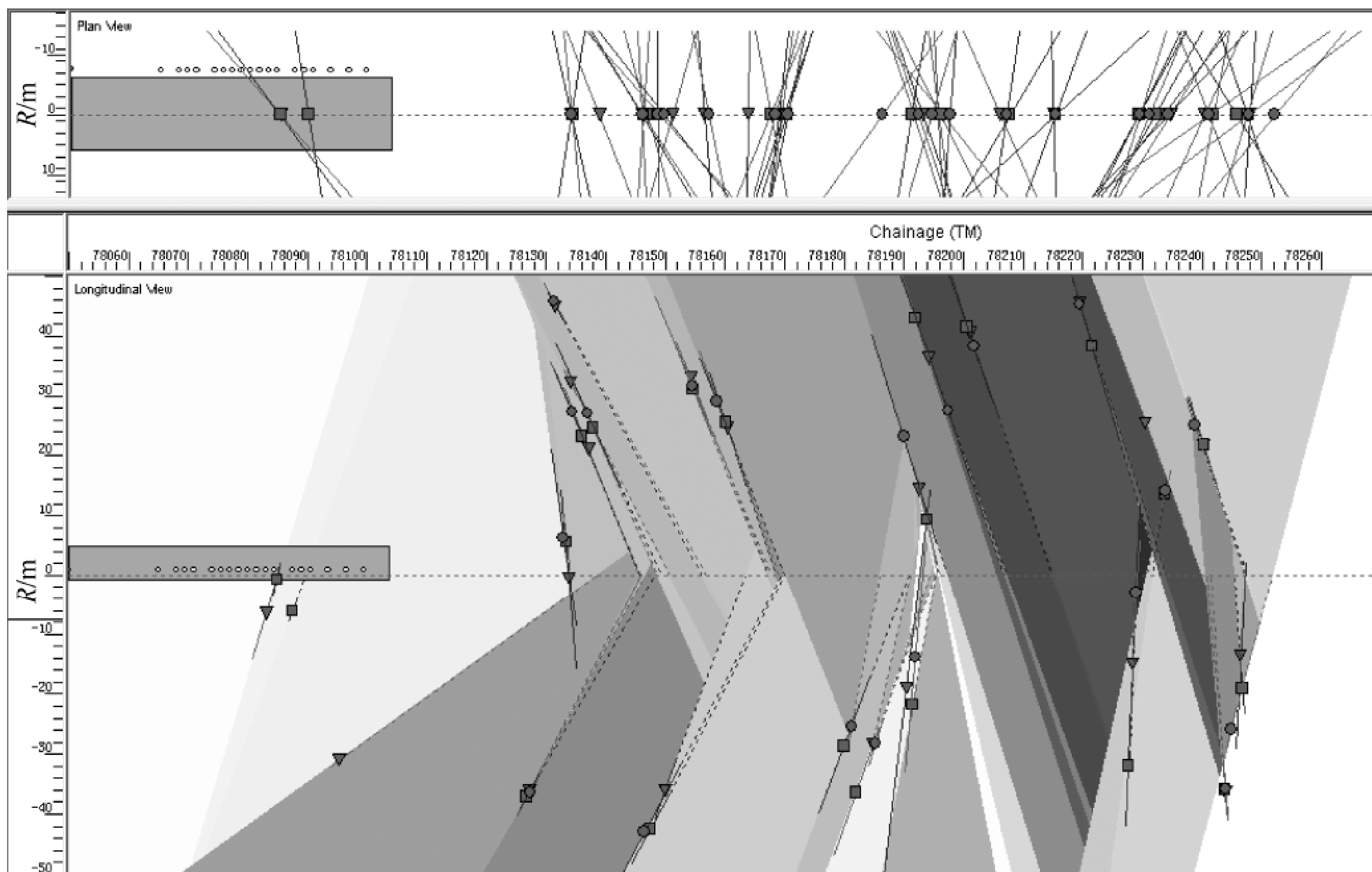


图 9-24 岩石节理面提取成果

对于当前国内外长期超前地质预报设备 TSP、TGP 来说，理论探测距离可以达到掌子面前方 300～500m，但有效解译预报距离只在掌子面前方 100m、最多 150m 范围内，150m 以上范围误差较大，效果不好。

3. 超前地质预报实施

在超前地质预报实施中，应编制实施大纲，在遵循设计原则的基础上，根据自身的经验确定具体的实施方案。实施方案内容包括地质预报选用的手段及方法，以及各种手段、方法应用的具体部位、施作频次、前后搭接长度（TSP 搭接长度不小于 10m，地质雷达、红外探水、超前地质钻孔搭接不小于 5m）、工作量大小等。对于选用的预报方法手段，有特殊技术要求的，一般应在预报方案设计中加以明确。

尽管隧道施工超前地质预报已引起国内外隧道工程界的重视并纳入规范要求，并做了许多卓有成效的工作，但到目前为止还没有一套系统的普遍适用的方法，地下工程施工重大地质灾害仍时有发生。因此，加强隧道超前地质预报理论研究、探测新技术和新方法的研究及先进仪器的研制与开发，是隧道超前地质预报工作亟待解决的问题。

9.4 施工基本作业

在地铁隧道等地下空间施工中，地层超前支护和加固、围岩开挖、出渣运输、初期支护、二次衬砌等作业工序称为施工基本作业。

9.4.1 地层超前支护和加固

一般可分为对地层预支护（超前支护）和预加固两类。主要方法有地表砂浆锚杆、地表

注浆加固、超前锚杆、超前小导管支护、管棚超前预支护、超前小导管预注浆、超前围岩深孔预注浆等。

地层超前支护和加固方法适用范围规定如下。①地表砂浆锚杆或地表注浆加固：适用于浅埋、洞口、偏压地段；②超前锚杆或超前小导管支护：适用于浅埋、松散破碎地层；③管棚超前预支护：适用于极破碎地层、塌方、岩堆；④超前小导管预注浆：适用于砂、砂砾、断层破碎带等；⑤超前围岩深孔预注浆：适用于断面较大、沉陷要求小的地下工程等。

1. 地表砂浆锚杆

20世纪80年代后期以来，采用岩土锚固技术对地层软弱、稳定性差的浅埋山岭隧道(主要是洞口地段)地表预先进行加固，再进洞施工的方法，已在铁路和公路隧道的建造中取得了成功的经验。它与传统的隧道施工方法相比，具有增强围岩整体稳定，抑制因隧道开挖产生的地层下沉，简化施工工序，减少明洞的长度和植被的破坏，降低工程造价等优点，特别是大跨度浅埋隧道洞口段采用此技术时，取得的工程经济效果是比较明显的。因此，它作为一项新的施工技术，在山岭隧道施工中普遍使用。

地表锚杆是在隧道开挖前打入的，在洞门一定范围内，尽量将地表锚杆插入拱部衬砌中，加固宽度 B 一般不小于1～2倍隧道开挖宽度，加固长度为隧道浅埋段长度(图9-25～图9-26)。

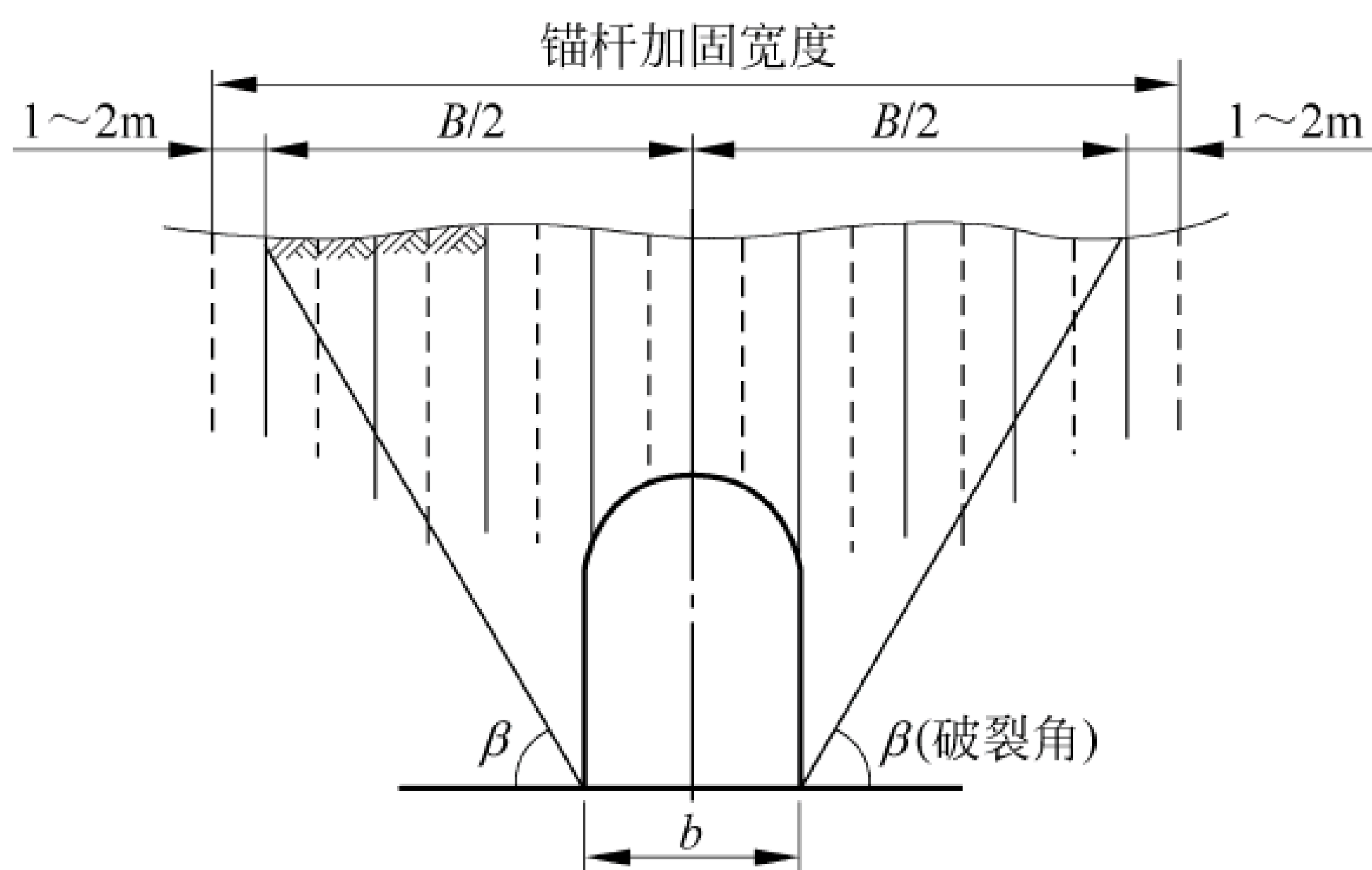


图9-25 地层锚杆横向布置图

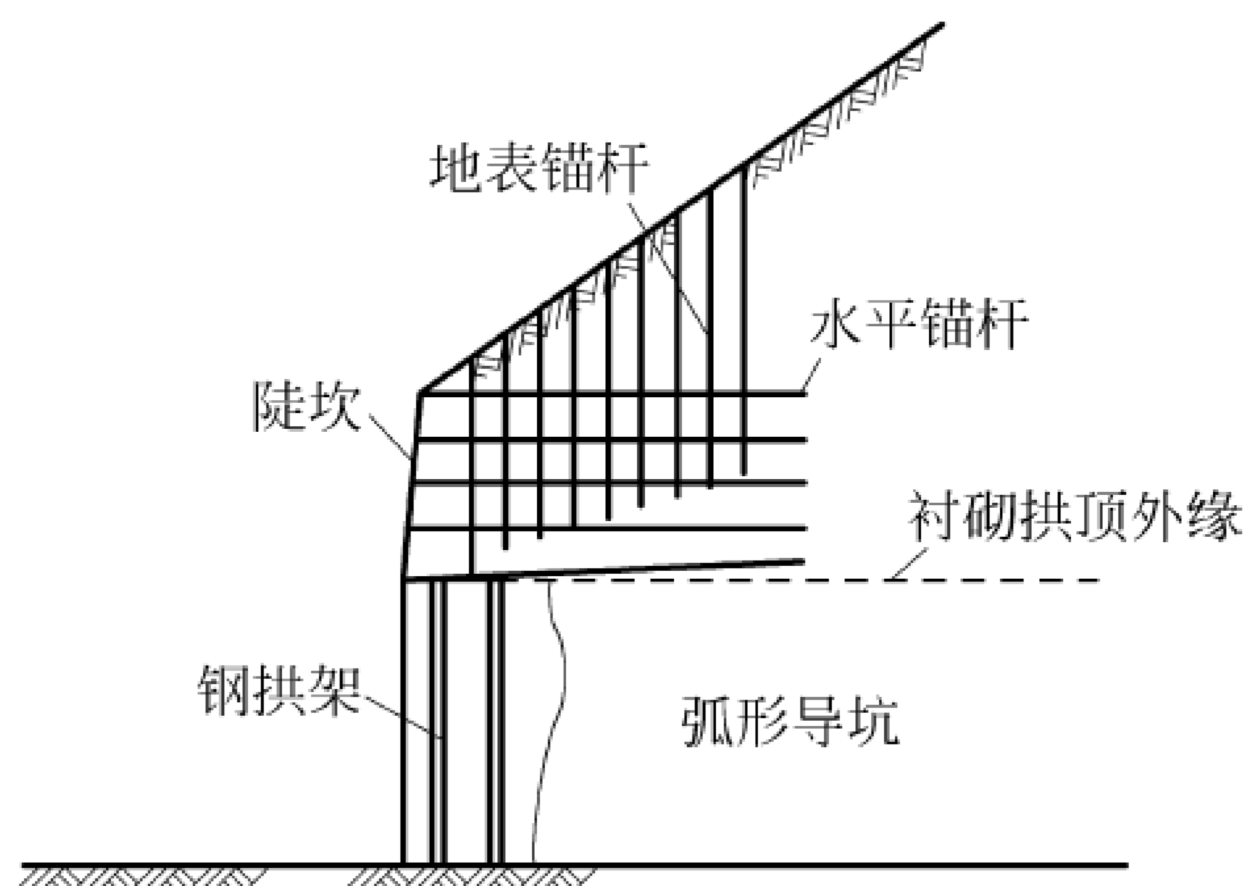


图9-26 地层锚杆纵向布置图

地表锚杆通常与喷射混凝土和钢筋网配合使用，加固效果更佳。一般情况下，锚杆体直径为16～22mm，长度为3～6m，间距为1～1.5m，呈梅花形布置。混凝土喷层厚度在5～10cm之间。钢筋网采用由直径6～8mm的钢筋加工成的40cm×40cm的网格片。

2. 地表注浆加固

隧道常因地质地形原因要穿越浅埋破碎区，这就使隧道在开挖时容易造成冒顶式塌方，存在重大的安全和质量隐患，且在隧道施工过程中，由于埋深浅、岩层破碎、含水量大，极易出现大的涌水，造成隧道内的坍塌。隧道埋深在20m以内时，可采用地表注浆法加固地层。地表注浆法加固原理是在地表用钻孔机械打孔，通过钻孔在碎石土孔隙、岩土层的界面、岩土的裂隙以及细颗岩体内注入具有充填、胶结的浆液材料，经过浆体的充填、压密、渗透、劈裂等作用后，使岩土体洞穴、孔隙、裂隙被浆体充填，增强覆土强度、稳定性和防水性，保证地下工程能正常施工。

注浆材料采用水泥单液浆和水泥水玻璃双液浆两种。在地下水丰富、地下水活动较强、裂隙发育的地层中，可采用双液浆。

注浆范围可根据地质情况、地下水压力大小和隧道施工方法等因素综合确定。一般来说，注浆加固半径为隧道开挖半径的2～3倍，当地下水压力过大或在水下施工时，注浆加固半径应为隧道开挖半径的4～6倍。隧道纵向应超出不良地质地段5～10m。

注浆孔应竖向设置，注浆孔径应不小于110mm，可按梅花形或矩形排列布孔。注浆孔深应根据实际情况确定。孔间距宜为单孔浆液扩散半径的1.4～1.7倍。

注浆数量可通过两种方法确定，其一是通过现场注浆试验得到注浆量，其二是通过经验公式进行估算，计算公式为

$$Q = n\alpha A \tag{9-1}$$

式中 A——注浆范围岩的体积，m^3；

n——围岩孔隙率，一般取31%～70%；

α——浆液充填率，一般取0～60%；

3. 超前锚杆

超前锚杆是沿开挖轮廓线以较大的外插角向开挖面前方安装锚杆，形成对前方围岩的预锚固（预支护），在提前形成的围岩锚固圈的保护下进行开挖、装渣、出渣和衬砌等作业。超前锚杆主要适用于围岩应力较小，地下水较少，岩体软弱破碎，开挖面有可能坍塌的隧道中，若有地下水时情况更为恶劣。在极易发生坍塌的地层中施工时，除减少对围岩的扰动外，还应加强临时支护，临时支护可采用超前锚杆。

超前锚杆的倾角α一般选用5°～10°。一般情况下，超前锚杆的横向宽度为内拱顶线的一半再加2m，也可根据地质情况适当增减其布置范围，为提高支护效果，在靠近拱脚部位的超前支护的方向常酌情分别向左、右外插（图9-27）。横向间距应根据围岩情况而定，一般为0.2～0.4m，如采用双层支护时，间距为0.4～0.6m。其上、下层应错开排列，其纵向间距应根据围岩类别、超前支护的长度、锚杆的截面尺寸及横向间距等因素综合考虑确定，一般可取100cm或150cm，最大不超过200cm。超前锚杆长度应根据地质情况、锚杆拉拔试验强度、钻孔机械类型及开挖循环次数等因素综合考虑确定，一般超前掌子面长度3～5倍循环

进尺，多采用3.5～5.0m，最长为7.0m，搭接长度为超前长度的40%～60%。

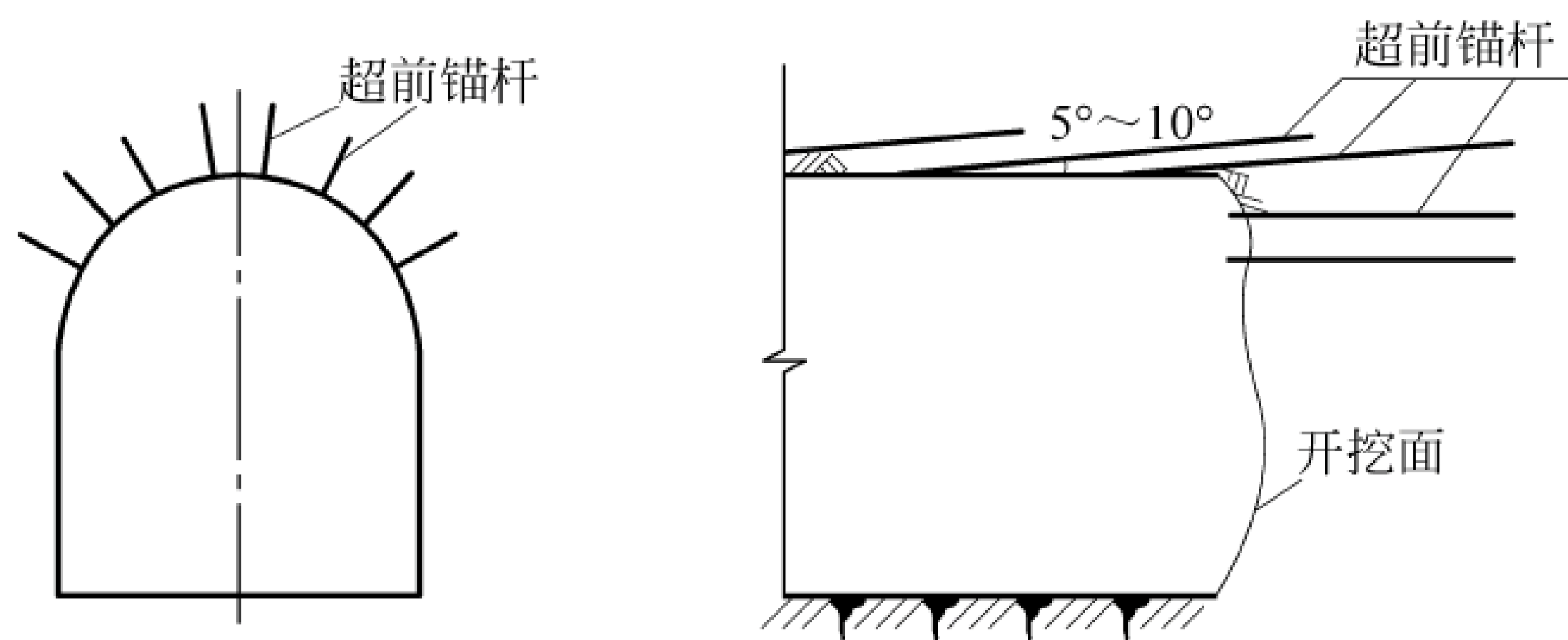


图9-27 超前锚杆设置方式

4. 超前小导管支护和超前小导管注浆

超前小导管是稳定开挖工作面的一种非常有效的辅助施工方法。在软弱及破碎岩层施工中，超前小导管对松散岩层起到加固作用，浆液以充填、劈裂等方式置换土颗粒间和岩石裂隙中的水分及空气后占据其位置，经过一定时间凝结，将原有的松散土颗粒或裂隙胶结成一个整体，形成一个强度大、防水性能良好的新的固结体，使得围岩松散破碎的状况得到大幅改善，有利于完成开挖后与完成初期支护时间内围岩的稳定，不至于围岩失稳破坏直至坍塌。超前小导管注浆适用于隧道拱部软弱围岩、松散无粘结土层、自稳能力差的砂层及砂砾(卵)石层级破碎岩层。

1）设计参数

超前小导管施工的各项参数应根据围岩边界地质条件、围岩状况、支护结构形式及隧道断面尺寸而定。一般超前小导管施工沿着开挖轮廓线120°范围设置，小导管直径一般为38～50mm。小导管外插角度一般控制在10°～15°。每循环小导管的搭接长度应符合设计要求。

2）小导管制作

一般采用直径38～50mm的无缝钢管制作小导管。小导管的前端做成约10cm长的圆锥状，距后端100cm内不开孔，剩余部分按20～30cm梅花形布设直径6mm的注浆孔(图9-28)。

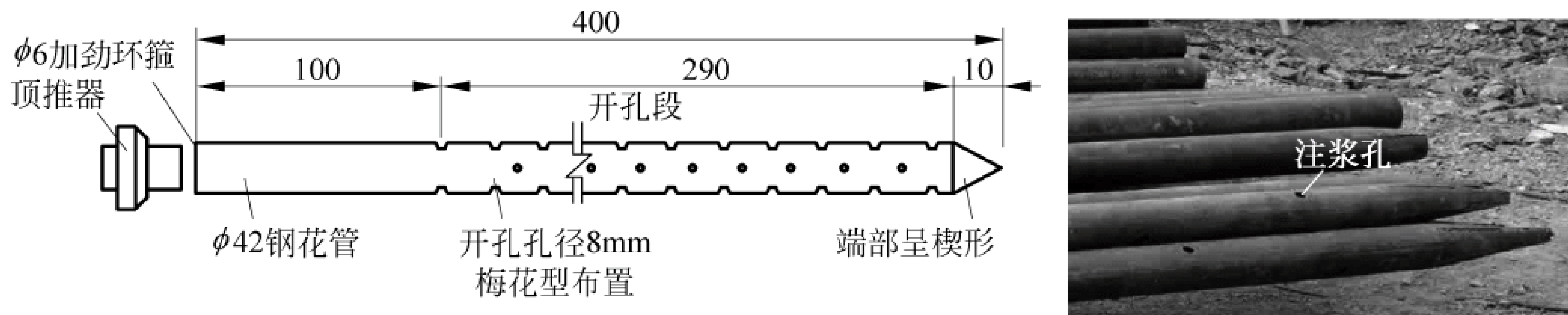


图9-28 超前小导管

3）注浆

注浆材料应具备良好的可注性，固结后强度高、抗渗好和收缩小，浆液须无毒，注浆材料的选用和配比应根据工程条件，经试验确定。一般情况下，注浆采用水泥浆或水泥砂浆。

浆液要求充满地层及周围空隙，单管浆液扩散半径R可按下式计算：

$$R = (0.6 \sim 0.7)b \tag{9-2}$$

式中 b——导管中至中的间距，m。

单根导管注浆量 Q 计算公式为

$$Q = \pi R^2 ln \tag{9-3}$$

式中 l——导管长度，m；

其余符号意义同前。

注浆压力应由试验确定，一般为 0.5～1.0MPa。

注浆施工应根据土质条件选择注浆方法，在砂卵石地层中宜采用渗入注浆法，在砂层中宜采用挤压、渗透注浆法，黏土层中宜采用劈裂或电动硅化注浆法，淤泥质软土层中宜采用高压喷射注浆法。围岩注浆效果可采取钻孔取芯法对注浆效果进行检查，必要时须补充注浆。

5. 管棚注浆超前预支护

管棚就是把一组钢管沿开挖轮廓外已钻好的孔中打入地层内，并与钢拱架组合形成强大的棚架预支护加固体系，支承来自于管棚上部的荷载，通过钢管的梅花形布置的注浆孔加压向地层中注浆，以加固软弱破碎的地层，提高地层的自稳能力（图 9-29）。管棚注浆是一种长距离超前支护方法，超前距离长，刚度较大，适用于掌子面不能自稳、含水的地层，控制地表沉降、防渗止水的效果较好，施工工艺要求较高。如将管棚注浆与小导管补充注浆法结合，除具有大管棚的特点外，还能防止管棚下方三角土体的塌落，这种长短结合的预支护效果更为理想。

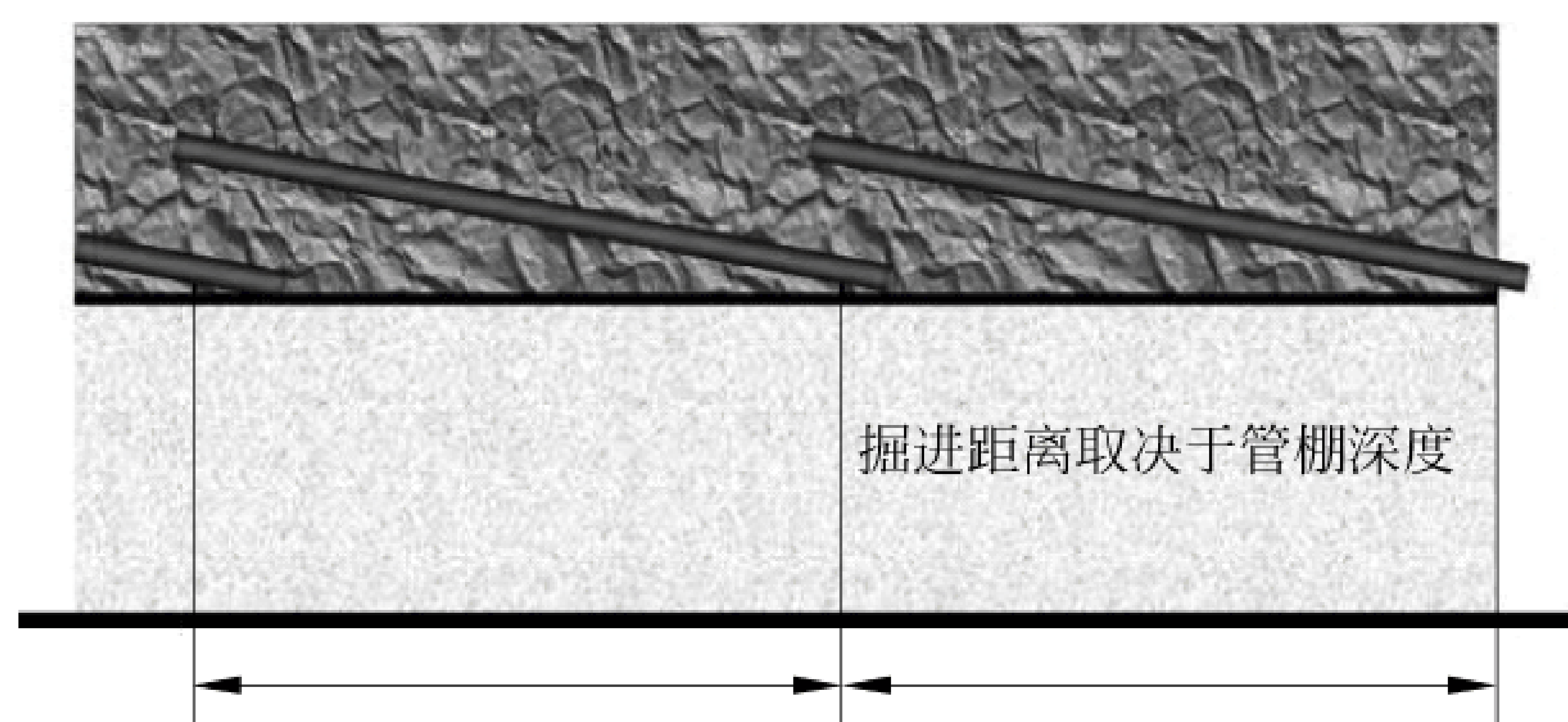


图 9-29 管棚支护

1）主要作用及优点

梁拱效应：先行施工的管棚以掌子面前方围岩支撑和后方围岩支撑为支点，形成一个梁式结构，二者形成环绕隧洞轮廓的壳状结构，可有效抑制围岩松动和垮塌。

加固效应：注浆浆液经管壁孔压入围岩裂隙中，使松散岩体胶结、固结，从而改善软弱（破碎）围岩的物理力学性质，增强围岩的自承能力，达到加固周边围岩的目的。

环槽效应：掌子面爆破产生的冲击波和气体在传播和扩展时遇到管棚密集环形孔槽后，被反射、吸收或绕射，大大降低了反向拉伸波所造成的围岩破坏程度和扰动范围。

管棚支护刚度较大，如施工时再次发生塌方，塌渣也是落在管棚上部岩渣上，可起到缓冲作用。即使管棚失稳，其破坏也较缓慢。

2）管棚支护设计参数

管棚支护的设计参数主要包括钢管直径、长度、间距、仰角、水平搭接长度、钢架间距、注

浆参数等，当需要增大钢管的强度和刚度时，可在管内设置钢筋笼，而后用水泥砂浆填充。管棚支护参数可按工程类比法确定，并在施工中根据实际情况进行调整。

(1) 管棚管径：管棚支护按管径分类为小管棚和大管棚，小管棚管径一般在 30～50mm，大管棚管径介于 70～180mm 之间，工程中多用直径为 108mm 的钢管，环向间距以不大于 3～5 倍管径为宜。对于支护条件要求较高的松软地层，应选取直径为 127mm 及以上的钢管，土体凝聚力较高的黏性土，可选取直径为 89mm 的钢管，一般土层在多数情况下选取直径为 108mm 的钢管。

(2) 管棚钢管环向间距：小管棚和中管棚环向间距一般取 0.3～0.4m，大管棚环向间距一般不大于 3～5 倍管径为宜。

(3) 外插角：角度过小，可能导致管棚远端下垂至隧道开挖面内影响后期施工。角度过大，管棚离开挖面距离过大，管棚下方的三角土体坍塌会给洞身开挖支护带来很大困难。小管棚外插角常取 5°～15°，中管棚常取 2°～8°，大管棚多取 1°～3°。

(4) 管棚长度：长度根据围岩级别、施工方法等条件进行设计，长度一般为 10～45m。

(5) 管棚布置形式：根据地形地质及荷载不同，管棚有如下布置形式(图 9-30)。

扇形布置：用于隧道内地层较稳定，但拱顶地层不稳定的场合。

半圆形布置：用于隧道下半部地层较稳定，但起拱线以上地层不稳定的场合。此外，即使地层较稳定，但地表周围有建筑物、埋深很浅的隧道也适合用这种形式。

一侧布置：隧道一侧有重要建筑物，或偏压地段。

双层布置：用于隧道上部有重要设施，拱顶地层是坍塌性、不稳定的，地铁车站等大面积施工，或突破河海底地段的施工场合。

门形布置：用于隧道基础是稳定的，但隧道内部和周边地层不稳定的场合。

全周布置：用于软弱地层或膨胀性以及挤出性围岩等极差场合。

一字布置：在铁路或公路、建筑物正下方施工的地段。

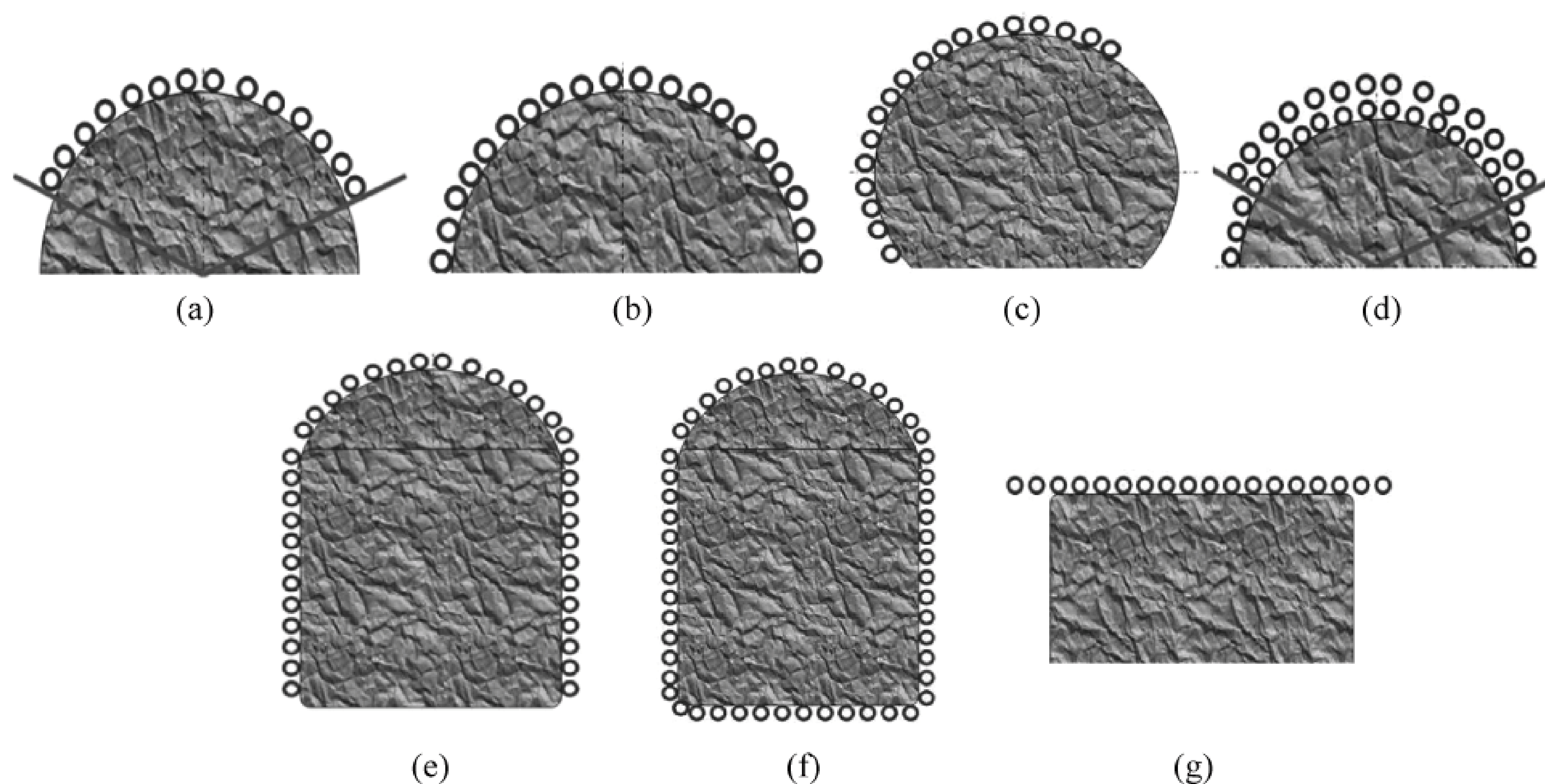


图 9-30 管棚布置图

(a) 扇形；(b) 半圆形；(c) 一侧；(d) 双层；(e) 门形；(f) 全周；(g) 一字

6. 超前围岩深孔预注浆

超前围岩深孔预注浆又称为深孔注浆，目的是加固地层、封堵水源，适用于特殊困难地段。其机理是依靠浆液压力，将破碎围岩或黏土层压裂成缝，并用浆液充填、固结，通过压密作用达到加固和堵水的作用。隧道埋深超过 20m 时，应采用掌子面超前围岩深孔预注浆来加固围岩。

1）浆液注入地层的方式

渗透扩散：中粗砂层采用超细水泥-水玻璃双液浆注浆固结。

劈裂扩散：动水粉细砂层溶洞采用多种共混材料注浆固结。

裂隙填充：断层破碎带采用普通水泥-水玻璃双液浆注浆加固。

挤压填充：粉细砂层中局部空洞采用普通水泥单液浆挤压填充。

2）深孔注浆参数

浆液凝胶时间：双液浆凝胶时间 0.5～3.0min，单液浆不宜超过 8h。

单孔单段注浆量：与超前小导管计算方法相同。

注浆分段长度：前进式分段注浆不大于 5m。

注浆终压：0.2～0.4MPa。

注浆参数主要根据地层实际情况进行试验确认，并在现场施工中不断完善调整，注浆过程中结合注浆压力变化情况，现场动态调整优化注浆参数。注浆方法可选择掌子面周围深孔注浆、地表深层注浆和平导坑深孔注浆三种方式，如图 9-31 所示。

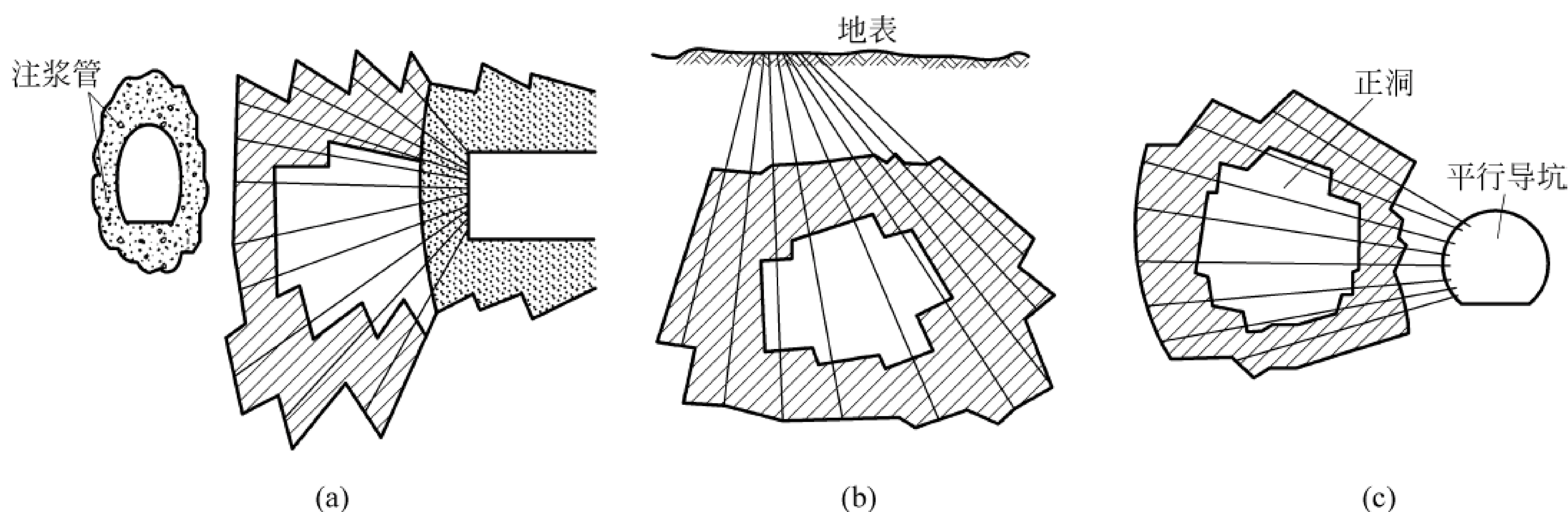


图 9-31 超前围岩深孔预注浆

(a) 掌子面注浆；(b) 地表深层注浆；(c) 平导坑注浆

9.4.2 爆破开挖

虽然我国已经引进全断面隧道挖掘机，减少了对围岩的扰动，但是，根据我国国情，钻爆法与掘进机法将在今后一定时期内同时存在和使用，钻爆法仍是目前山岭隧道和城市地铁区间隧道施工中主要采用的方法。钻爆设计是钻爆法的核心，应根据工程地质条件、开挖断面、开挖方法、钻眼机具、爆破器材等综合因素选择。爆破设计的内容包括炮眼的布置、数量、深度和角度、装药结构、钻爆参数等。

1．炮眼分类

炮眼类型按其所在位置、爆破作用、布置方式等可分为三种：掏槽眼、辅助眼和周边眼。

1）掏槽眼

隧道开挖爆破只有一个临空面，为提高爆破效果，宜先在开挖断面的适当位置（一般在中央偏下部）布置几个装药量较多的炮眼，称为掏槽眼。其作用是先在开挖面上炸出一个槽腔，为辅助眼提供新的自由面，为后续爆破效果提供基础，直接影响隧道爆破的循环进尺和掘进效果。

2）辅助眼

位于掏槽眼与周边眼之间的炮眼称为辅助眼。其作用是扩大掏槽眼炸出的槽腔，破碎隧道岩体，为周边眼爆破创造临空面。

3）周边眼

沿隧道周边布置的炮眼称为周边眼。其作用是炸出较平整的隧道断面轮廓。直接关系着到隧道开挖边界的超欠挖大小和对保留围岩损害的程度。按其所在位置的不同，又可分为帮眼、顶眼、底眼。

2．掏槽眼的布置

掏槽眼又可以分为斜眼掏槽、直眼掏槽和混合掏槽。

斜眼掏槽的特点是掏槽眼与开挖断面斜交。斜眼掏槽具有操作简单，能按岩层的实际情况选择掏槽方式和掏槽角度，易把岩石抛出，掏槽眼的数量少且炸药耗量低等优点。但斜眼掏槽的眼深易受开挖断面尺寸的限制，不易提高循环进尺，也不便于多台凿岩机同时作业。隧道爆破中常用的是垂直楔形掏槽和锥形掏槽。

直眼掏槽由若干个垂直于开挖面的炮眼组成，掏槽深度不受围岩软硬和开挖断面大小的限制，可以实现多台钻机同时作业、深眼爆破和钻眼机械化，从而为提高掘进速度提供了有利条件。直眼陶槽适用于中硬岩层或坚硬岩层的深孔爆破。

混合掏槽是指混合使用两种以上的掏槽方式，一般在岩石特别坚硬或隧道开挖断面较大时使用。

掏槽眼应比一般炮眼深200～300mm。这是由于掏槽工作是在一个自由面的情况下开展的，此时岩石的夹制作用较大，炮眼的利用率较低，一般只能达到80%～95%。为了达到爆破后保持工作面整齐，应该加深掏槽眼。

3．周边眼控制爆破

周边眼的控制爆破分为预裂爆破和光面爆破。

1）预裂爆破

预裂爆破是指先爆周边炮眼，先沿设计轮廓线炸出一个平整的预裂面，并使坑道断面内各部分的爆破作用被该预裂面所阻断，对轮廓线外岩体干扰小。起爆顺序是周边眼、掏槽眼、辅助眼。特点是周边眼间距小，装药集中度大。

预裂爆破控制标准如下：不平整度不超过15cm；炮眼保存率硬岩不应小于80%，中硬岩不应小于60%的半面炮眼痕迹；无明显的爆破裂缝。

2）光面爆破

光面爆破是指沿开挖边界密集布置炮孔，采取不耦合装药或装填低威力炸药，在主爆区之后起爆，以形成平整的轮廓面的爆破作业。起爆顺序是掏槽眼、辅助眼、周边眼。

其主要标准为开挖轮廓成型规则，岩面平整，围岩壁上保存有50%以上的半面炮眼痕迹，无明显的爆破裂缝(图9-32)；超欠挖符合规定要求，围岩壁上无危石等。

光面爆破设计参数包括周边眼间距 E、最小抵抗线 W、炮孔静压力 F 和周边眼密集系数 K 等(图9-33)。最小抵抗线是指药包中心到最近自由面的最短距离。周边眼与最外层辅助眼之间的一圈岩石层通常称为光面层，其厚度就是周边眼的最小抵抗线 W。W 一般取50～80cm。

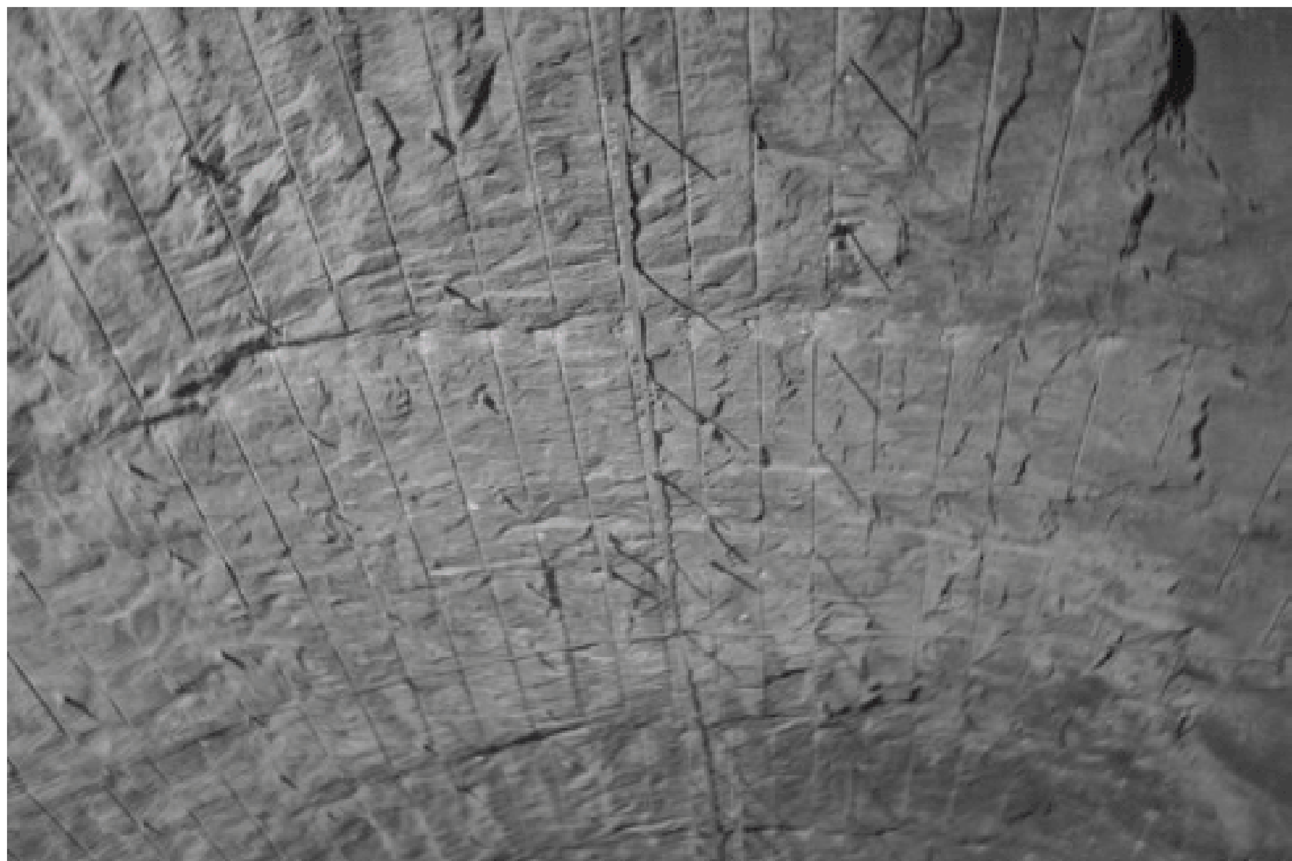


图9-32　光面爆破效果

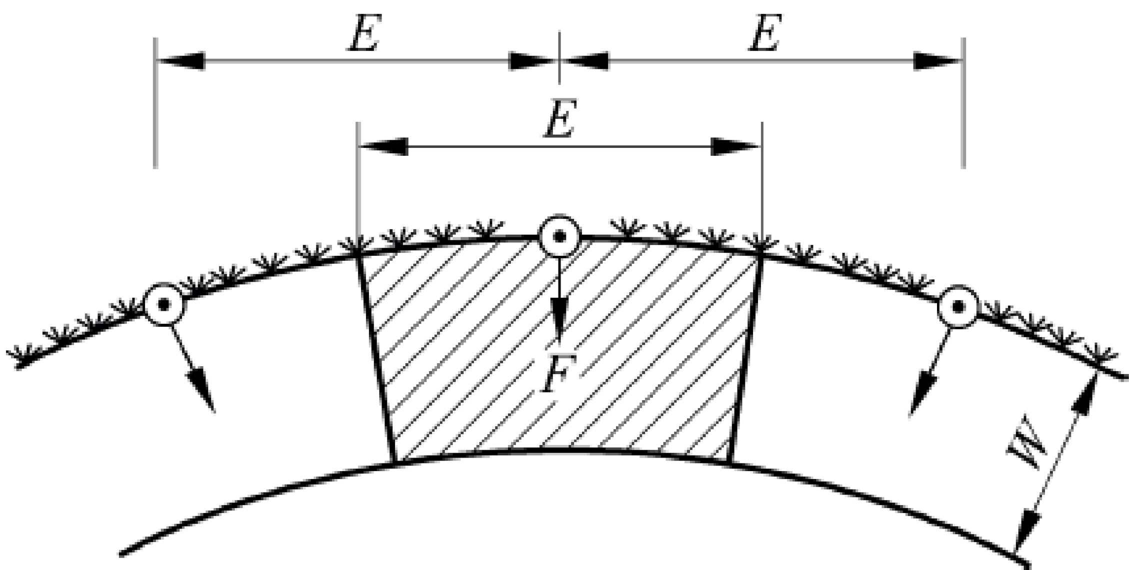


图9-33　光面爆破参数示意图

周边眼的间距 E 与最小抵抗线 W 有密切关系，通常以周边眼的密集系数 $K(K=E/W)$ 表示，其大小对光面爆破效果有较大影响。一般取周边眼的密集系数 $K=0.8$(软岩可用0.5～0.7，并根据爆破效果进行调整)。

周边眼的装药量通常以线装药密度表示，即每米炮眼装药的质量。施工中应根据孔距、光面层厚度、石质及炸药种类等综合考虑确定装药量。在光面层单独爆破时，周边眼的线装药密度一般取0.15～0.25kg/m，全断面一次起爆时，一般可取0.30～0.35kg/m(表9-3)。

表9-3　光面爆破一般参考数值

岩石类别	炮眼间距 E/cm	抵抗线 W/cm	密集系数 K	线装药密度/(kg/m)
硬岩	55～70	60～80	0.7～1.0	0.30～0.35
中硬岩	45～65	60～80	0.7～1.0	0.20～0.30
软岩	35～50	40～60	0.5～0.8	0.07～0.12

4. 隧道爆破参数及炮眼布置

1）隧道爆破参数的确定

(1) 炮眼直径：对凿岩生产率、炮眼数目、单位耗药量和洞壁的平整程度均有影响。加大炮眼直径以及相应装药量可改善爆破效果，但将导致凿岩速度显著下降，并影响岩石破碎质量、洞壁平整程度和围岩稳定性。一般隧道的炮眼直径在32～50mm之间。

(2) 炮眼数目：主要与开挖断面、炮眼直径、岩石性质和炸药性能有关。炮眼数量以能装入设计的炸药量为宜，通常可根据各炮眼平均分配炸药量的原则来计算。

(3) 炮眼深度：指炮眼底至开挖面的垂直距离，有三种确定方法。①按开挖断面跨度确定炮眼深度。对于斜眼掏槽，由于施工原因和岩石的夹制作用，一般最大炮眼深度取断面宽度(或高度)B的0.5～0.7倍，当围岩条件好时，取较小值。②按每掘进循环的计划进尺数的炮眼利用率(不小于0.85)确定。③按每掘进循环所占时间，根据钻机数量、钻眼速度和设计炮眼数量计算确定。

目前常用的炮眼深度为1.8～2.5m，中深孔炮眼深度为2.5～3.5m，深孔炮眼深度为3.5～5.0m。

(4) 装药量：合理的药量应根据所使用的炸药的性能和质量、地质条件、开挖断面尺寸、临空面数目、炮眼直径和深度及爆破的质量要求来确定。目前隧道爆破设计中多采取先用体积公式计算出一个循环的总用药量，然后按各种类型炮眼的爆破特性进行分配，再在爆破实践中加以检验和修正，直到取得良好的爆破效果的方法。总装药量Q的计算公式如下：

$$Q = qV = qSL\eta \tag{9-4}$$

式中 V——爆破岩石的体积，m^3；

S——开挖断面面积，m^2；

L——炮眼深度，m；

η——炮眼利用率，一般取值为0.80～0.95；

q——爆破每立方米岩石所需炸药的消耗量，kg/m^3。一般取1.2～2.4kg/m^3。

2) 炮眼的布置

炮眼的布置原则是先布置掏槽眼，其次是周边眼，最后是辅助眼。掏槽眼一般应布置在开挖面中央偏下部位。为爆出平整的开挖面，除掏槽和底部炮眼外，所有掘进眼眼底应落在同一平面上。底部炮眼深度一般与掏槽眼相同。周边眼应严格按照设计位置布置，周边眼设计位置应考虑0.03～0.05的外插斜率。

炮眼布置方式有直线形布置、多边形布置和弧形三种布置形式(图9-34)。直线形布置同排炮眼的最小抵抗线一致，间距一致，前排眼为后排眼创造临空面，爆破效果较好；多边形布置是围绕着掏槽部位，由里向外，将炮眼逐层布置成正方形、长方形、多边形等；弧形布置是顺着拱部轮廓线，逐圈布置炮眼。此外，还可将开挖面上部布置成弧形，下部布置成直线形，形成混合型布置。

5. 钻爆施工

钻爆施工是把钻爆设计付诸实施的重要环节，包括钻孔、装药、堵塞和爆破后可能出现的问题处理等。

1) 钻孔

在钻孔作业过程中，必须采用湿式钻孔。钻孔设备凿岩机按其动力来源可分为风动式、内燃式、电动式和液压式等四类。风动式以压缩空气驱使活塞在气缸中向前冲击，使钢钎凿击岩石，应用最广。钻眼施工必须标出掏槽眼和周边眼的位置，严格按照炮眼的设计位置、深度、角度和炮眼直径进行钻眼。

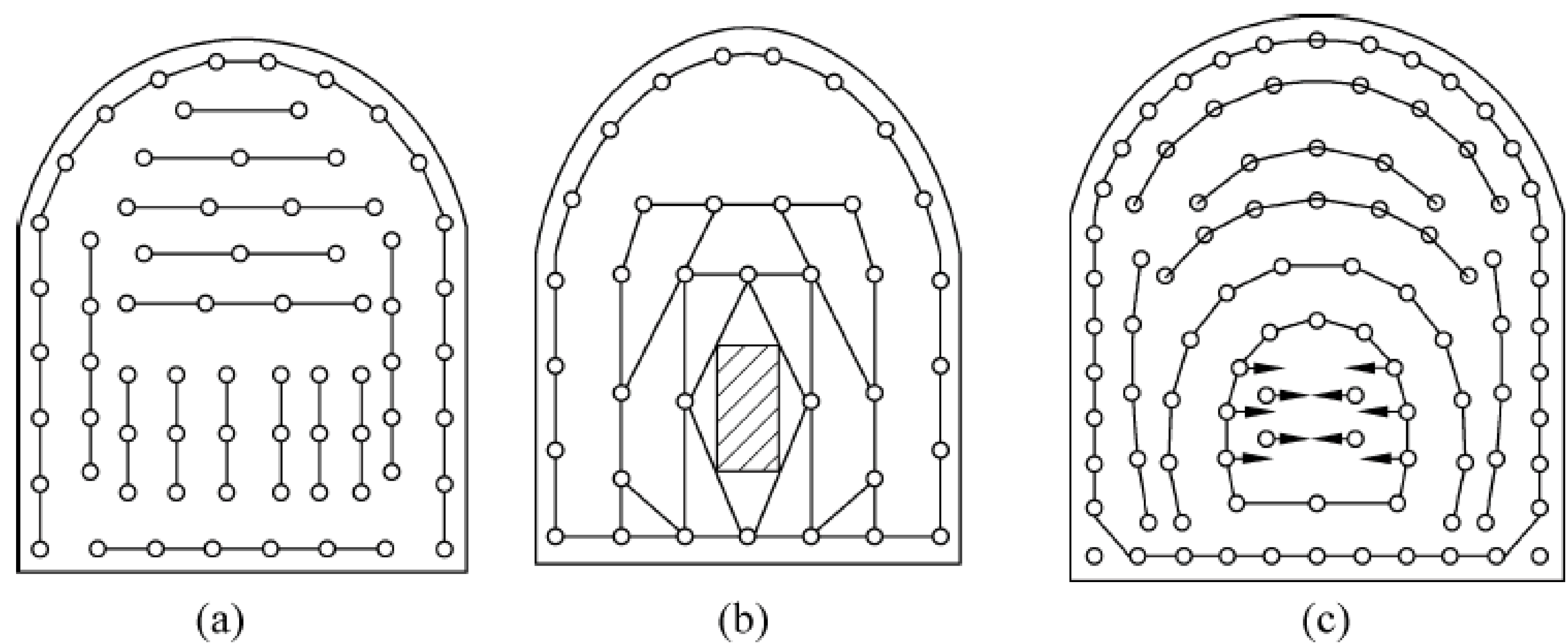


图 9-34 炮孔布置形式

(a) 直线布置；(b) 多边形布置；(c) 弧形布置

2）装药

装药前，一定要清孔，应将炮眼内的残渣、积水排除干净，并仔细检查炮眼的位置、深度、角度是否满足设计要求。装药时，应严格按照设计的炸药量进行装填(图 9-35)，使用木质或竹制炮棍将放在眼口的药卷轻轻推入炮眼底。

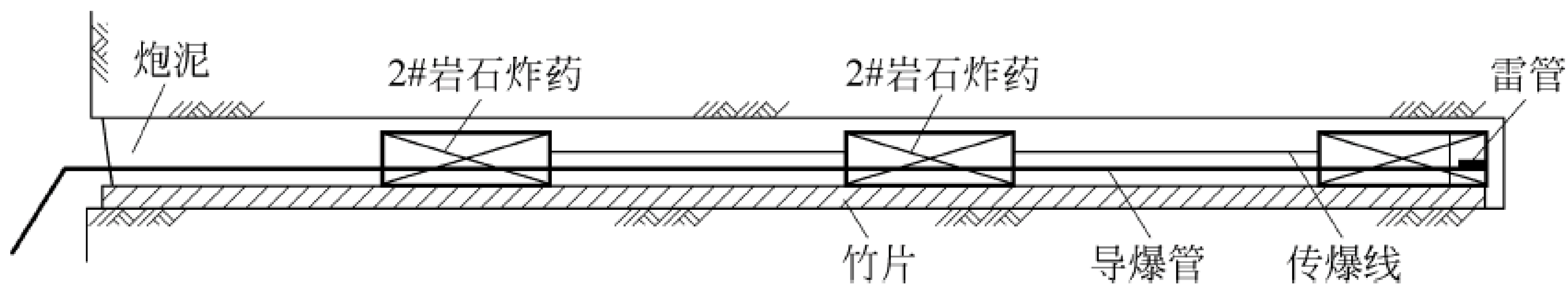


图 9-35 光面爆破装药结构图

3）堵塞

炮眼必须用炮泥堵塞，不得采用炸药的包装材料代替炮泥。炮泥应采用炮泥机制作，配合比一般为 1∶3 的黏土和砂子混合物，加含有 2%～3%食盐的水制成。浅孔炮眼应将余孔全部堵塞。炮眼长度小于 1m 时，堵塞长度不小于 1/2；炮眼长度大于 1m 时，封泥长度不小于 0.5m；炮眼深度大于 2.5m 时，封泥长度不小于 1m。光面爆破周边眼封泥长度不小于 0.3m。

4）连线和起爆

连线布置如图 9-36 所示。根据起爆的原理和使用器材的不同，通用的起爆方法大致可分为两种：非电起爆法和电起爆法。非电起爆法又可分为火雷管起爆、导爆索和导爆管起爆；电起爆法是应用电雷管起爆。

起爆后，应检查危石、塌方、盲炮、支护破坏情况。

6. 隧道超、欠挖

以设计的隧道开挖轮廓线为基准线，实际开挖获得的断面在基准线以外的部分称为超挖，在基准线以内的部分则称为欠挖。如图 9-37 所示。

《铁路隧道施工技术指南》(TZ 204—2008)规定：隧道应严格控制欠挖，当围岩完整、石质坚硬时，容许每 $1m^2$ 有不大于 $0.1m^2$ 岩石侵入衬砌；拱脚和墙脚以上 1m 范围内严禁欠挖。隧道允许超挖，控制指标有两个：最大超挖值和平均线形超挖。最大超挖值是指最大

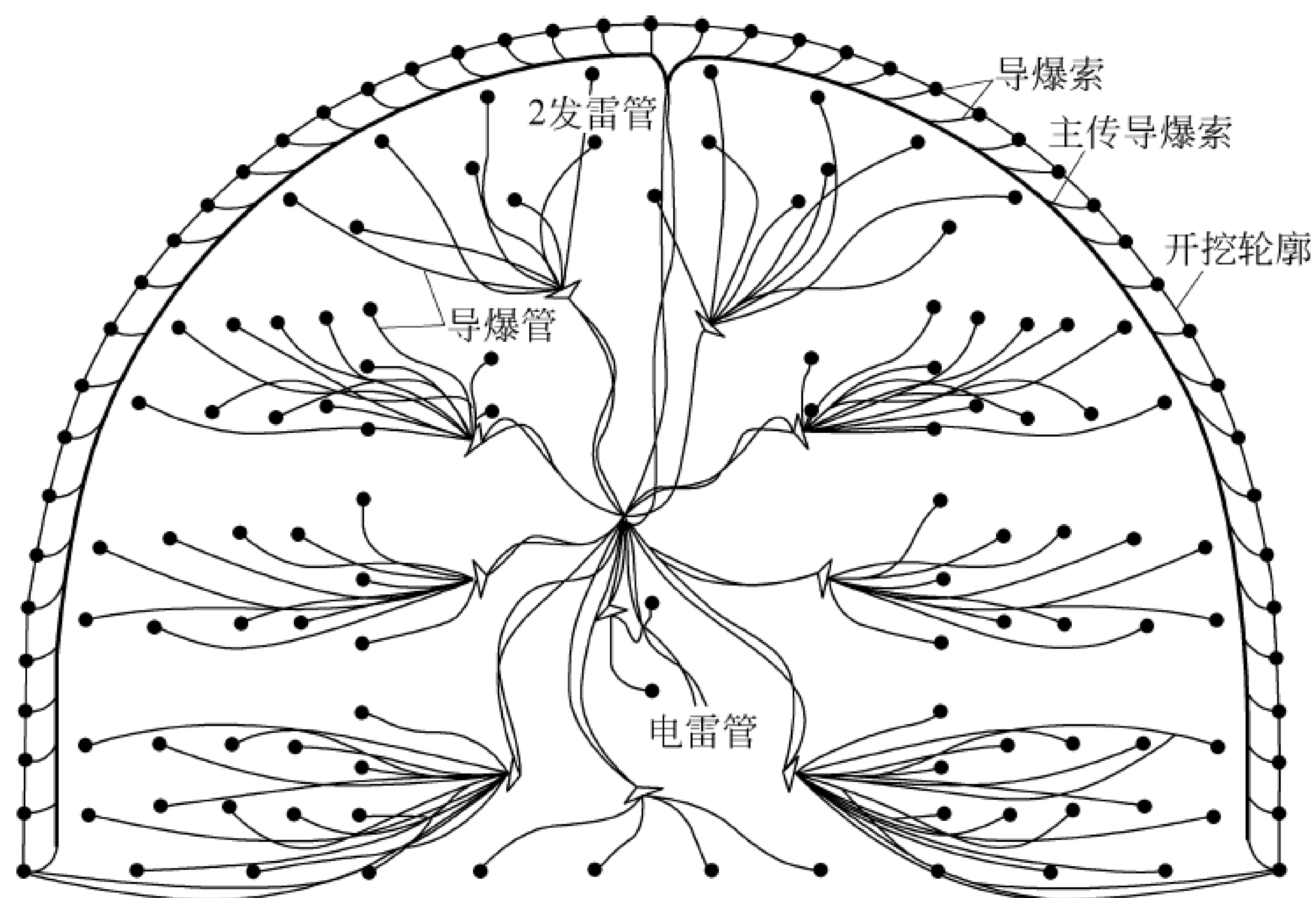


图 9-36 全断面爆破连线结构图

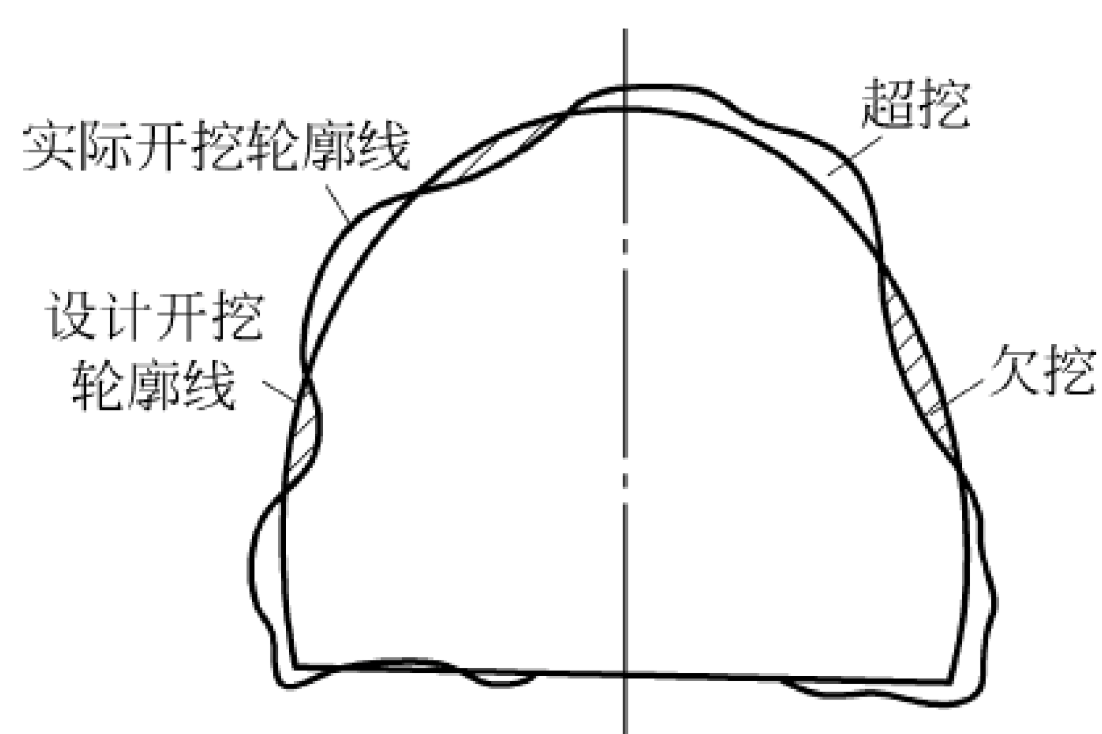


图 9-37 隧道超欠挖示意图

超挖处至设计断面线的距离；平均线形超挖是指超挖横断面面积与设计横断面周长(不含隧底)之比。超挖允许值见表 9-4。

表 9-4 隧道允许超挖值 cm

开挖部位	控制指标	围岩级别		
		Ⅰ	Ⅱ～Ⅳ	Ⅴ、Ⅵ
拱部	平均线形超挖	10	15	10
	最大超挖值	20	25	15
边墙线形超挖		10	10	10
仰拱、隧底	平均线形超挖	10		
	最大超挖值	25		

9.4.3 出渣运输

出渣是隧道施工的基本作业之一，出渣作业时间占整个作业循环的 40%～60%，因此，出渣运输作业能力的强弱对施工速度影响很大。在选择出渣方式时，应对隧道或开挖坑道

断面的大小、围岩的地质条件、一次开挖量、机械配套能力及工期要求等相关因素综合考虑。

1. 装渣

装渣就是将爆破开挖而得的石渣装入运输车辆。出渣量应为开挖后的虚渣体积，单循环爆破后石渣量 V 可由下式计算：

$$V = \Delta\delta SL \tag{9-5}$$

式中 Δ——超挖系数，一般可取 1.15～1.25；

δ——岩体膨胀系数，一般取 1.3～1.8；

S——开挖断面面积，m^2；

L——设计循环进尺，m。

装渣方式分为人工装渣和机械装渣。机械装渣通常有翻斗式、蟹爪式、挖斗式和铲斗式装渣机。装渣设备应选用能在隧道开挖断面内发挥高效率的机械，其装渣能力应与每次开挖土石方量及运输车辆的容量相适应。机械装渣作业应严格按操作堆积进行，并不得损坏已有的支护及临时设备。在台阶或棚架上向下扒渣时，渣堆应稳定，防止滑坍伤人。

2. 运输

出渣运输方式分有轨式和无轨式，应根据隧道长度、开挖方法、机具设备运量等选用。

有轨式运输一般采用轨道列车形式，洞外应根据需要设置调车、编组、出渣、设备整修等作业线路，洞内宜铺设双道；在单道地段，错车线的有效长度应符合最长列车运行的要求。临时轨道线路可参考有关资料。

无轨式运输一般采用自卸车运输，运输道路宜铺设简易路面。运输线路或道路应设专人按标准要求进行维修和养护，使其保持平整、畅通，线路两侧的废渣和余料应随时清除。

3. 卸渣作业

卸渣作业应根据弃渣场地形条件、弃渣场租用情况、车辆类型，妥善布置卸渣线。卸渣时，应有专人指挥保证卸渣安全，并应综合考虑石渣的堆放和利用。弃渣场地应有足够的容量，不占或少占农田，不占用其他工程场地，不影响附近设施的安全，不堵塞河道恶化水流条件。

9.4.4 初期支护



9-7 初期支护

围岩开挖后，在围岩的自稳能力不足的条件下，初期支护施工是保证围岩稳定和施工安全的重要工程措施，也是复合式衬砌结构的第一层支护结构。根据围岩级别和支护结构所受的荷载不同，初期支护构造形式也存在较大差别。

复合式衬砌的初期支护结构形式主要是锚喷支护，进一步可细分为以下三类：

(1) 锚杆支护；

(2) 喷射混凝土支护，包括喷射钢纤维混凝土支护；

(3) 联合支护，包括喷射混凝土锚杆联合支护、喷射混凝土钢筋网联合支护、喷射混凝土与锚杆及钢筋网联合支护、喷射钢纤维混凝土与锚杆及钢筋网联合支护，以及上述几种类型加设钢拱架而成的联合支护等。

1. 锚杆支护

锚杆支护是指在地下洞室施工中采用的一种加固支护方式,用金属件、聚合物件或其他材料制成杆柱,打入地表岩体或洞室周围岩体预先钻好的孔中,利用其头部、杆体的特殊构造,或依赖于粘结作用将围岩与稳定岩体结合在一起而产生悬吊、组合梁、补强效果,以达到支护的目的。

超前锚杆和洞身锚杆支护主要有以下区别。超前锚杆的锚杆方向为隧道前进方向,超前锚杆一般从拱架中穿过,并与前、后环超前焊接,与拱架形成整体受力,防止隧道断面拱部发生坍塌。它属于围岩预支护措施,是为围岩开挖提供施工安全保障的临时支护措施。洞身锚杆也称系统锚杆、径向锚杆,是沿隧道圆心半径方向施作的一种锚杆,一般要求锚杆施工时要垂直于岩面。它是主要承受荷载的支护结构。

锚杆支护的工作原理如下。

① 悬吊作用:锚杆将软弱岩层吊挂在上面坚固稳定的岩层上,防止离层脱落。

② 组合梁作用:在层状岩层的巷道顶板中,通过锚入一系列的锚杆,将锚杆长度以内的薄层岩石锚成岩石组合梁,从而提高其承载能力。在相同的荷载作用下,组合梁比未组合板梁的挠度和内应力大为减小。

③ 围岩补强作用:围岩中的岩石处于三轴受压状态,开挖暴露的岩石则处于二轴受力状态,强度小于前者,故易于破坏而丧失稳定性。围岩被锚杆锚固后,表层岩石部分地恢复了三轴受力状态,增大了它本身的强度,此外,锚杆还可以增加岩层薄弱面的剪断阻力,使隧道周边围岩不易破坏和失稳,这也称为围岩补强作用。

④ 挤压作用:锚杆将坑道围岩挤紧,对岩石施加预应力,阻止裂隙的继续扩大,也能对松散岩石起到挤压连接和加固作用。

锚杆钻孔要求:布孔偏差应不超过 150mm,钻孔应与围岩壁面或所在部位岩层的主要结构面垂直,钻孔应圆而直,钻孔直径应大于杆体直径 15mm,钻孔深度应大于锚杆设计长度的 10cm,砂浆锚杆深度允许误差为±50mm。

锚杆设计应根据隧洞围岩地质情况、工程断面和使用条件等分为以下几类:全长粘结型锚杆、中空型锚杆、自进式锚杆、摩擦型锚杆(缝管锚杆、楔管锚杆、水胀锚杆)、端头锚固型锚杆(机械锚固锚杆、树脂锚固锚杆快硬水泥、卷锚固锚杆)、预应力锚杆等。

1) 全长粘结型砂浆锚杆

全长粘结型砂浆锚杆又可分为普通水泥砂浆锚杆(图 9-38)、早强水泥砂浆锚杆、树脂卷锚杆、水泥卷锚杆。

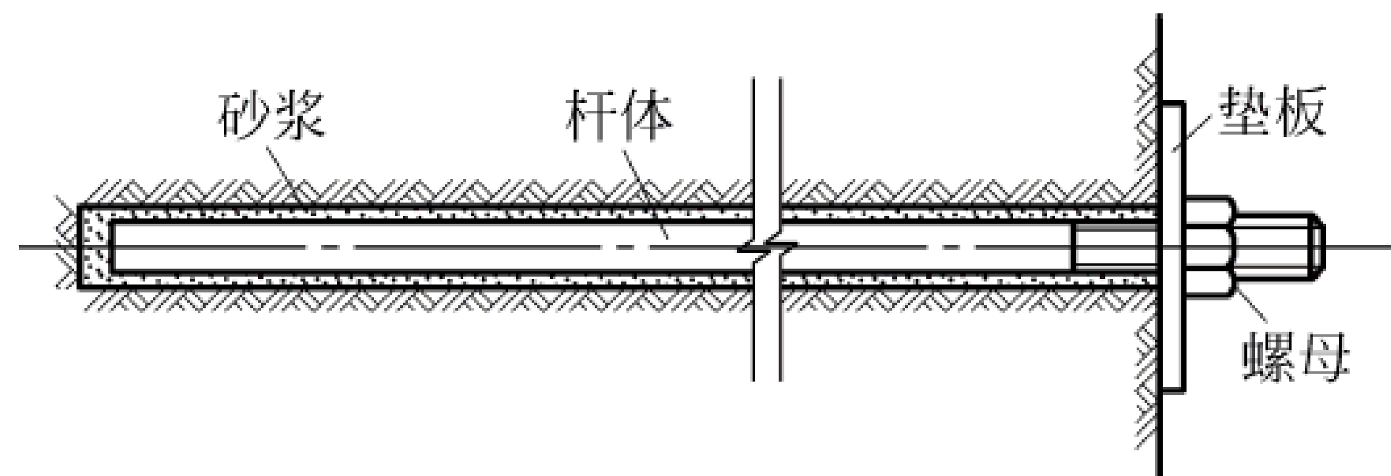


图 9-38 砂浆锚杆支护

设计要求:钻孔直径一般为 18～32mm。杆体钢筋宜选用直径为 16～32mm 的 HRB335 或 HRB400 带肋钢筋。水泥砂浆强度不低于 M20,砂胶比为 1∶2～1∶1,水胶比

为 0.38～0.45,宜采用中细砂。对于自稳时间短的围岩,宜用树脂或早强水泥砂浆锚杆。

施工流程如下:施工准备、布孔、钻孔、清孔、安放锚杆、灌浆、安放垫板、质量检查。

2) 自进式锚杆

自进式锚杆杆体应采用厚壁无缝钢管制作,外表全长应具有标准的连接螺纹,并能任意切割和用套筒连接加长。自进式锚杆结构应包括中空杆体垫板螺母连接套筒和钻头,用于锚杆加长的连接套筒应与锚杆杆体具有同等强度。

施工流程如下:施工准备、组装锚杆体及钻头和钎尾、布孔、钻进和接长锚杆体、灌浆并止浆、强度达到后安放垫板、质量检查。

工艺要求如下:自进式锚杆安全前,应检查锚杆体中孔和钻头的水孔是否畅通。锚杆体钻进至设计深度后,应用水或空气洗孔,直至孔口返水或返气。锚杆灌浆材料通常采用纯水泥浆或 1∶1 砂浆,水胶比为 0.4～0.5。采用水泥砂浆时砂子粒径不大于 1mm。水泥石强度达到 10MPa 后方可上紧螺母。

3) 中空型锚杆

中空型锚杆有普通中空锚杆和组合中空锚杆两大类。中空锚杆(图 9-39)的锚杆体采用中空设计,锚杆体就是注浆管,压注浆液后不仅能锚固杆体,注浆压力较大时部分浆液会渗入锚孔的裂隙中,起到加固围岩的作用。与实心杆体相比,中空杆体设计可获得更好的刚度和抗剪强度。锚杆体外表面全长为标准大螺距螺纹结构,螺纹结构便于锚杆的切割和接长,与光滑杆体相比,增加了锚杆体与注浆材料的粘结面积,从而提高了锚固力。上仰孔应设止浆塞和排气管。

施工流程如下:施工准备、布孔、钻孔、清孔、组装中空锚杆、注浆、锚杆杆体孔口回浆、安放垫板和螺丝、质量检查。

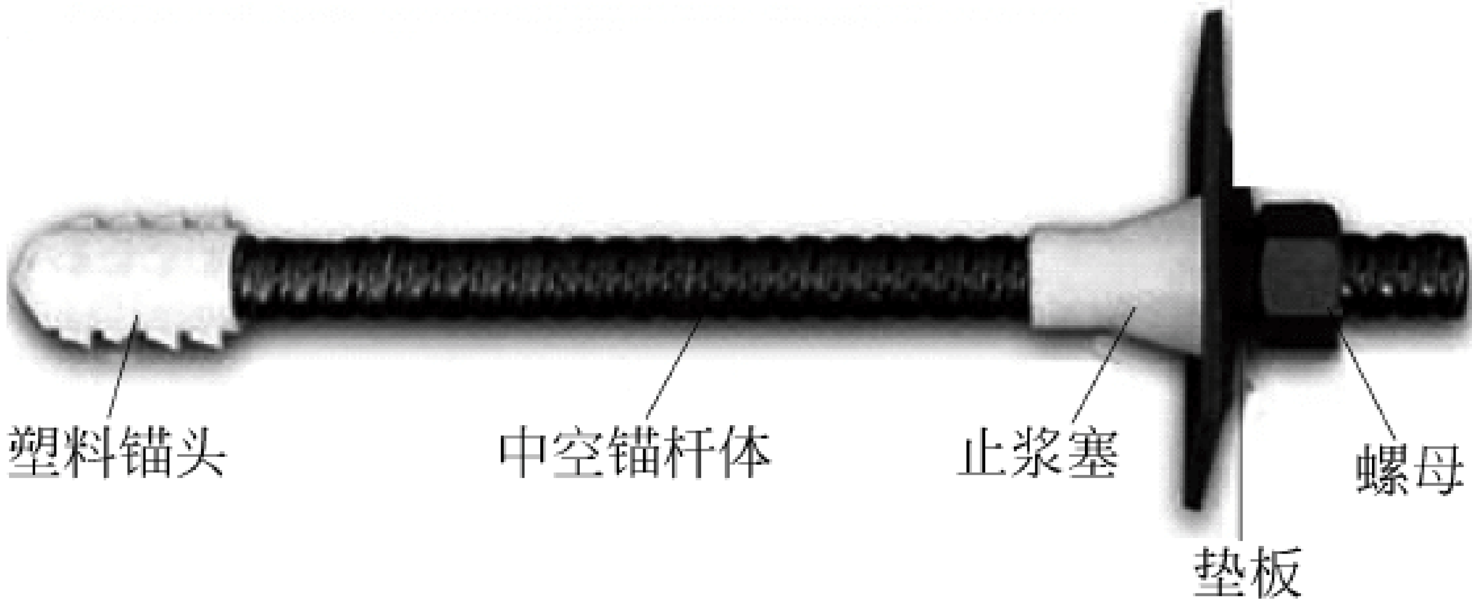


图 9-39　普通中空注浆锚杆

其他锚杆形式还有摩擦型锚杆(图 9-40)和麻花树脂锚杆(图 9-41)等。

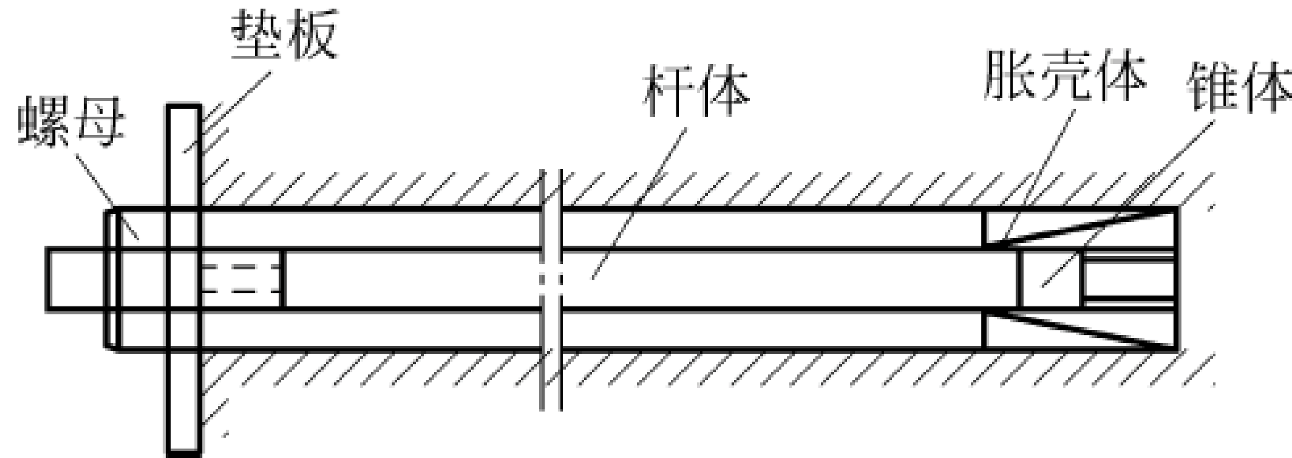


图 9-40　摩擦型锚杆



图 9-41　麻花树脂锚杆

2. 喷射混凝土

喷射混凝土是将预先配好的水泥、砂、石子、水和一定数量的外加剂装入喷射机，利用高压空气将其送到喷头和速凝剂混合后，以很高的速度喷向岩石或混凝土表面而形成的。

1）原材料及配合比要求

铁路和公路隧道要求：应优先采用硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥，强度标号不低于 425。

粗骨料应采用坚硬耐久的碎石或卵石（豆石），或两者混和物，严禁选用具有潜在碱活性的骨料。当使用碱性速凝剂时，不得使用含有活性二氧化硅的石料。喷射混凝土中的石子最大粒径不宜大于 15mm，骨料级配宜采用连续级配，按质量计含泥量不应大于 1%，泥块含量不应大于 0.25%。

细骨料应采用坚硬、耐久的中砂或粗砂，细度模数应大于 2.5，含水率宜控制在 5%～7%。砂中小于 0.075mm 的颗粒不应大于 20%。含泥量不应大于 3%，泥块含量不应大于 1%。

应采用饮用水或符合工程用水标准，不得使用污水、海水或 pH 值小于 4.5 的水。可采用低碱或无碱外加剂。

常用以下配合比：水泥与石子比例为 1∶5～1∶4，水灰比为 0.4～0.5，砂率为 45%～60%。

钢纤维混凝土用材料要求如下：钢纤维抗拉强度不低于 60MPa，长度宜选用 20～35mm，且不得大于输料管和喷嘴直径的 0.7 倍，等效直径为 0.3～0.8mm，长径比为 30～80。喷钢纤维混凝土的钢纤维含量不宜大于 78.5kg/m^3。石子最大粒径不宜大于 10mm，砂率不小于 50%，喷射混凝土强度不小于 C25。

2）喷射混凝土施工工艺

隧道喷射混凝土根据工艺流程一般分干喷、潮喷、湿喷和混合喷四种。主要区别是各工艺的投料程序不同，特别是加水和速凝剂的时机不同。

干喷法是把水泥、骨料按比例拌匀，进入喷射机后用压缩空气将物料通过喷嘴形成料束，高速推送到受喷工作面上，拌合水经喷头的水环加入。

潮喷是将骨料预加少量水，使之呈潮湿状，再加水泥拌合，从而降低上料、拌合和喷射时的粉尘。但大量的水仍是在喷头处加入和喷出的，其喷射工艺和使用机械同干喷工艺。

湿喷是将骨料、水泥和水按设计比例拌合均匀，用湿式喷射机压送到喷头处，再在喷头上添加速凝剂后喷出（图 9-42）。湿喷混凝土质量容易控制，喷射过程中的粉尘和回弹量很少，是应当发展应用的喷射工艺，但对喷射机械要求高，机械清洗和故障处理较麻烦。对于喷层较厚的软岩和渗水隧道，则不宜使用湿喷。

混合喷射又称水泥裹砂造壳喷射法，是将一部分砂加第一次水拌湿，再投入全部水泥强制搅拌造壳，然后加第二次水和减水剂拌合成 SCE 砂浆，将另一部分砂和石、速凝剂强制搅拌均匀。然后分别用砂浆泵和干式喷射机压送到混合管混合后喷出。混合喷射是分次投料搅拌工艺与喷射工艺的结合，其关键是水泥裹砂（或砂、石）造壳技术。混合喷射工艺使用的主要机械设备与干喷工艺基本相同，但混凝土的质量较干喷混凝土质量好，且粉尘和回弹率有大幅降低。但混合喷射工艺较复杂，机械清洗和故障处理很麻烦。因此混合喷射工艺一般只用在喷射混凝土量大和大断面隧道工程中。

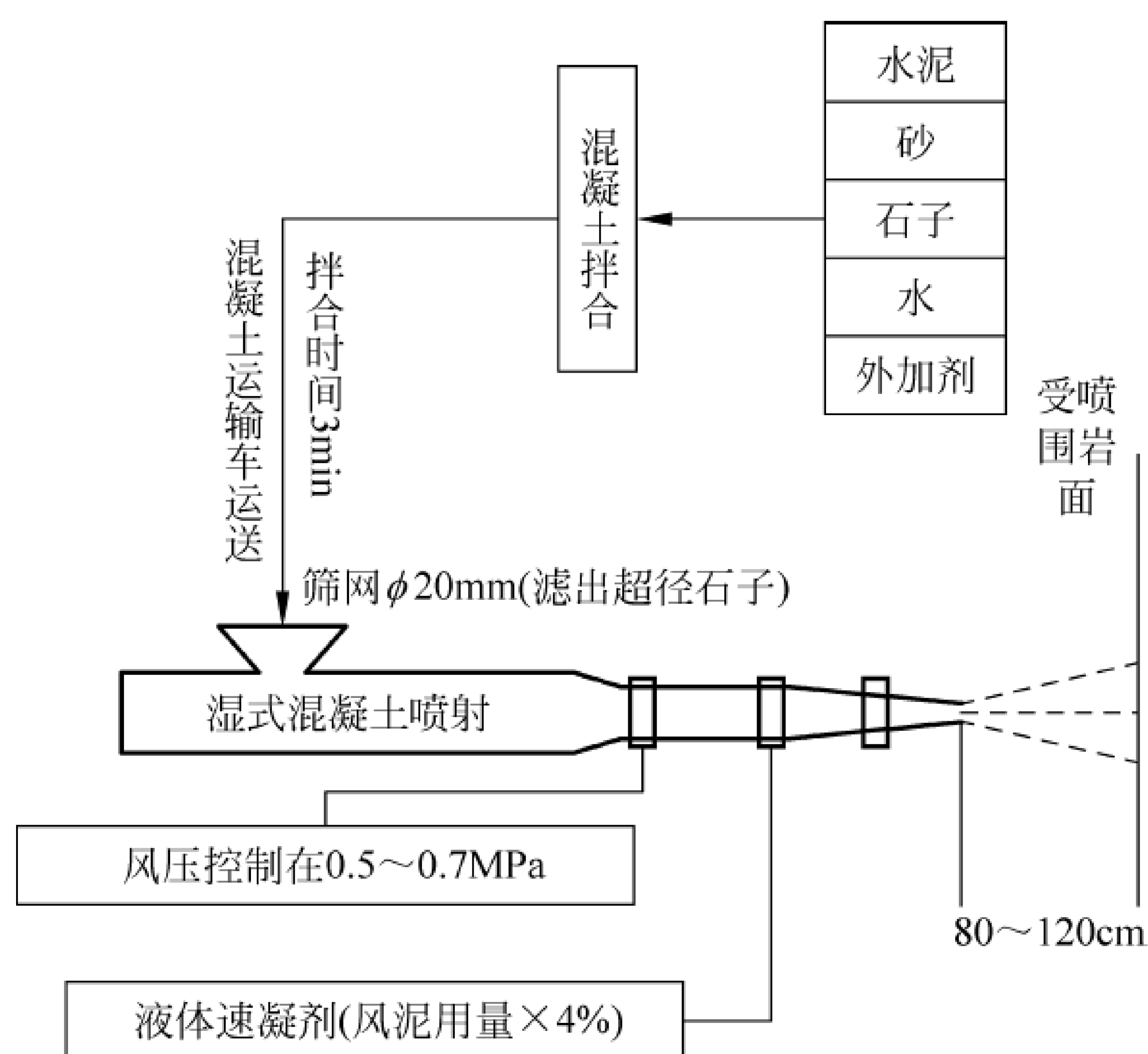


图 9-42 湿喷工艺

由于喷射工艺的不同，喷射混凝土强度也不同，干喷和潮喷混凝土强度较低，一般只能达到 C20。而混和喷射和湿喷则可达到 C30～C35。公路隧道施工技术规范中明确规定不得采用干喷工艺，铁路隧道规定应优先采用湿喷工艺，某些特定条件下可采用干喷工艺。

3）混凝土搅拌合运输

湿喷混凝土的搅拌采取全自动计量强制式搅拌机，施工配料应严格按配合比进行操作，速凝剂在喷射机喂料时加入。

钢纤维混凝土的搅拌工艺应确保钢纤维在拌合物中分散均匀，不产生结团，宜优先采用将钢纤维、水泥、粗细骨料先干拌后加水湿拌的方法，且干拌时间不得少于 1.5min，或采用先投放水泥、粗细骨料和水，在拌合过程中分散加入钢纤维的方法。搅拌时间应通过现场搅拌试验确定，并应较普通混凝土规定的搅拌时间延长 1～2min。采用先干拌后加水的搅拌方式时，干拌时间不宜小于 1.5min，加水搅拌时间不宜小于 3min。

掺有合成纤维混凝土的搅拌时间宜为 4～5min。搅拌完成后随机取样，如纤维已均匀分散成单丝，则混凝土可投入使用；若仍有成束纤维，则至少延长搅拌时间 30s 才可使用。

应采用混凝土运输车随运随拌。喷射混凝土时，多台运输车应交替运料，以满足湿喷混凝土的供应。在运输过程中，要防止混凝土离析、水泥浆流失、坍落度变化以及产生初凝等现象。

4）喷射混凝土施工准备

喷射前，应对受喷岩面进行处理。一般岩面可用高压水冲洗受喷岩面的浮尘、岩屑。当岩面遇水容易潮解、泥化时，宜采用高压风吹净岩面。若为泥、砂质岩面时，应挂设细钢筋网（网格宜不大于 20mm×20mm、线径宜小于 3mm），用环向钢筋和锚钉或钢架固定，使其密贴受喷面，以提高喷射混凝土的附着力。喷射混凝土前，宜先喷一层水泥砂浆，待终凝后再喷射混凝土。

设置控制喷射混凝土厚度的标志，一般采用埋设钢筋头做标志，亦可在喷射时插入长度比设计厚度大 5cm 的铁丝，每 1～2m 设一根，作为施工控制用。

检查机具设备和风、水、电等管线路，湿喷机就位，并试运转。输料管应能承受0.8MPa以上的压力，并应有良好的耐磨性能。喷射作业的环境温度不得低于5℃。

若遇受喷面有涌水、渗水或潮湿的岩面，喷射前应按不同情况进行处理。

5）喷射作业

喷射混凝土作业应采用分段、分片、分层依次进行，喷射顺序应先墙后拱、自下而上，分段长度不宜大于6m。喷射时，先将低洼处大致喷平，再自下而上顺序分层、往复喷射。喷射混凝土终凝后3h内不得进行爆破作业。分片喷射要自下而上进行，并先喷钢架与壁面间的混凝土，再喷两钢架之间的混凝土。边墙喷混凝土应从墙脚开始向上喷射，使回弹不致裹入最后喷层。分层喷射时，一次喷射厚度不小于40mm，后一层喷射应在前一层混凝土终凝后进行，若终凝1h后再进行喷射时，应先用风或水清洗喷层表面。复喷混凝土一次喷射混凝土厚度控制标准如下：边墙控制在7～15cm，拱部控制在5～10cm。

喷射时，应使喷嘴与受喷面间保持适当距离，喷头与受喷面间最佳距离应根据喷射混凝土强度最高和回弹最小来确定，为0.8～1.2m。

当喷头喷射方向与受喷面垂直，并稍向刚喷射的部位倾斜时，回弹量最小。这是因为喷射方向与受喷面垂直时，粗骨料遇岩面或混凝土层碰撞后总有一部分按垂直的相反方向弹回，这时弹回物受到喷射料束的约束，抵消了部分回弹的能量，有利于嵌入砂浆或混凝土层中。而喷头喷射方向稍微向刚喷的部位倾斜，则可使喷出的料束有相当部分直接冲入粘塑状态的混凝土中，从而避免部分骨料与岩面直接碰撞而增大回弹量。

对于混凝土的回弹率，侧壁不应大于15%，拱部不应大于25%。

6）喷射混凝土养护

喷射混凝土终凝2h后，应进行湿润养护。石质隧道采用喷雾养护，养护时间不小于14d。当气温低于5℃时，不得洒水养护。

7）喷射混凝土质量检查

喷射混凝土强度检验方法主要有以下三种：

(1) 喷大板切割试块，试块尺寸为100mm的立方体，在标准养护条件下养护28d，用标准试验方法测得的极限抗压强度乘以0.95；

(2) 当不具备制作抗压强度标准试块时，可喷制混凝土大板，在标准条件下养护7d，用钻芯机取芯制作试块，芯样边缘至大板周边最小距离不小于50mm；

(3) 可直接向边长150mm的无底标准试模内喷射混凝土制作试块，抗压试验加载方向应与试块喷射成型方向垂直，其抗压强度换算系数应通过试验确定。

3. 钢筋网

钢筋网材料一般采用HPB235光圆钢筋，直径6～8mm，使用前应冷拉调直，表面不得有裂纹、油污、颗粒或片状锈蚀，网格尺寸一般为150～300mm，钢筋网搭接长度不得小于30d，且不得小于网格长边的长度，相邻网片采用焊接连接。

钢筋网应在初喷混凝土后安装，并与锚杆或其他固定装置连接牢固。钢筋网与受喷面间保持一定距离，但间隙不宜大于30mm。在砂层地段应先铺挂钢筋网，沿环向压紧后再喷混凝土。采用双层钢筋网时，第二层钢筋网应在第一层钢筋网被喷射混凝土全部覆盖后进行铺挂。

4. 钢拱架

对隧道进行初期支护时，环向的钢支撑称为钢拱架，主要有型钢拱架和格栅拱架两种类型（图 9-43、图 9-44）。型钢拱架是采用工字钢或其他型钢加工而成的；格栅拱架是采用螺纹钢焊接而成，形状类似笼子。在隧道开挖后，进行初喷、挂网、立拱架。型钢拱架一般应用在Ⅴ级围岩等地质很差的部位，格栅钢架应用在Ⅳ级围岩等地质稍好点的部位。

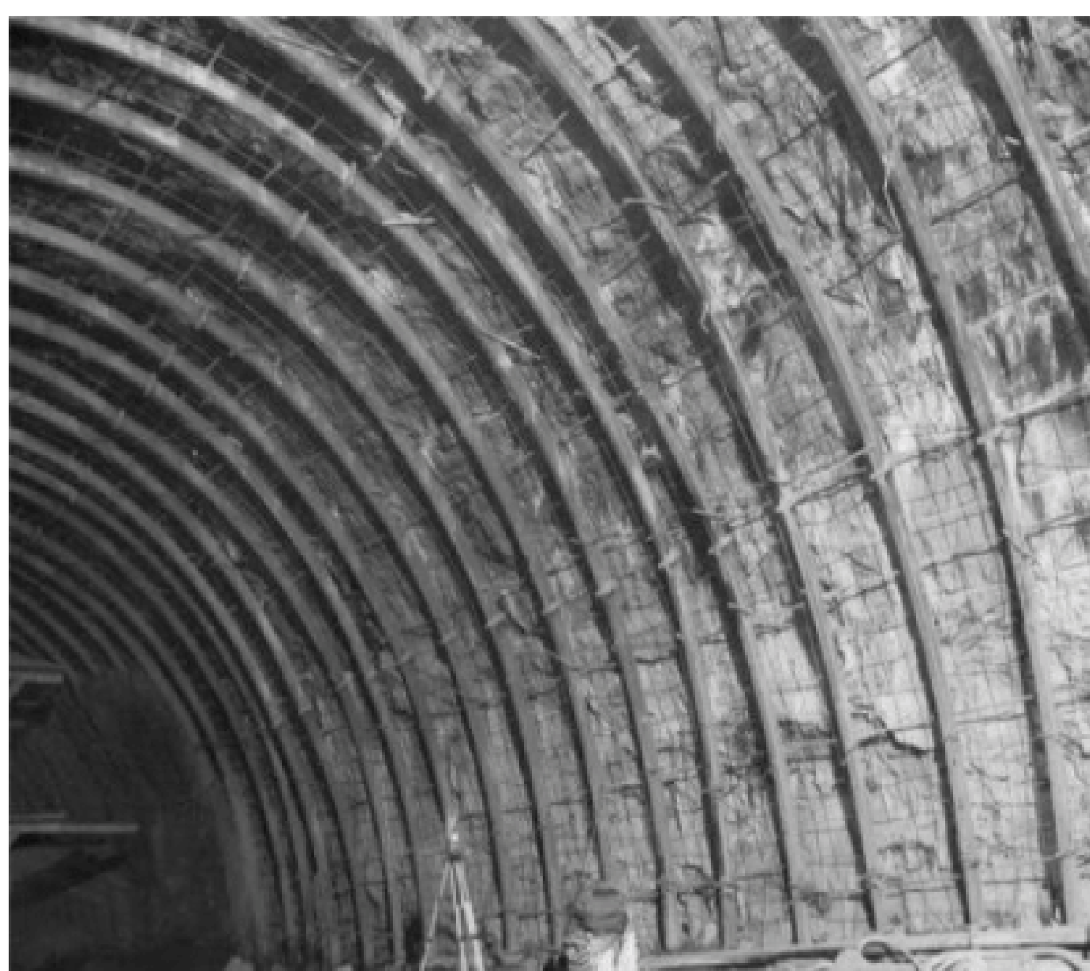


图 9-43　型钢拱架



图 9-44　格栅拱架

钢拱架加工时，型钢拱架应采用冷弯成型，格栅拱架应采用胎膜焊接，焊接应符合有关规定。首榀钢架加工完成后，应放在水泥地上试拼，周边拼装允许误差不超过 3cm，平面翘曲偏差不大于 2cm。当各部分尺寸满足要求后，方可进行批量生产。

钢拱架就位安装时，钢架拱脚必须安放在牢固的基础上。如果钢架是分节段拼装而成的，节段间应采用螺栓连接或焊接连接。两榀钢架之间必须用纵向钢筋连接，连接钢筋直径不应小于 18mm、环向间距不大于 1m。钢架安装就位后，要求钢架应垂直于隧道中线。

5. 锚喷支护作业程序

通常情况下，在巷道开挖后，应尽快地喷一层薄层混凝土（3～5mm）。为争取时间，在较松散的围岩掘进中，第一次支护作业是在开挖的渣堆上进行的，待把未被渣堆覆盖的开挖面的一次喷射混凝土完成后再出渣。然后按一定系统布置锚杆，加固深层围岩，在围岩内形成承载拱，由喷层、锚杆及岩面承载拱构成外拱，既起临时支护作用，又是永久支护的一部分。然后根据围岩状况，选择先安装拱架或先出渣，待拱架安装完成后复喷混凝土前，应在锚杆和拱架及围岩中埋设仪器或测点，为后期监控测量做好准备工作。进行复喷混凝土工作时，钢架与围岩之间的间隙应用喷射混凝土充填密实，喷射混凝土应由两侧拱脚向上对称喷射，并覆盖锚杆、钢架和钢筋网，钢架喷射混凝土保护层厚度不小于 20mm。

完成第一次支护的时间非常重要，主要由施工条件决定，一般情况应在开挖后围岩自稳时间的二分之一时间内完成，对松散围岩应在爆破后 3h 内完成。

9.4.5 监控测量

监控测量是指在隧道施工过程中，对围岩、地表、支护结构的变形和稳定状态，以及周边

环境动态进行的经常性观察和测量工作，以了解和掌握围岩稳定状态及支护结构体系的可靠程度，确保隧道施工安全和结构的长期稳定性，为隧道施工中变更围岩级别，调整初期支护和二次衬砌的参数，指导施工顺序，修正及优化设计提供依据，是实现信息化设计与施工不可缺少的一道工序。

1. 监控测量项目

监控测量项目与隧道的施工方法、埋深、地质、地面环境和开挖断面等因素有关。监控测量项目包括必测项目和选测项目。必测项目是施工的经常性测量项目，这类测量项目通常测试方法简单、费用少、可靠性高，对监视围岩稳定、指导设计和施工具有重要的作用。选测项目是对一些有特殊意义和具有代表性的区段进行监测，以求更深入地掌握围岩的稳定状态和锚喷支护效果，以便更好地指导未开挖区的设计与施工，这类测量项目较多、费用较大，一般由设计文件规定在局部地段进行。

由于地铁、公路隧道和铁路隧道所处周边环境差别较大，地铁位于市中心、公路和铁路隧道多位于山岭中，施工对周边影响不同，监控测量必测项目和选测项目也存在一定差别。根据《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)、《地下铁道施工及验收规范》(GB 50299—1999)和《公路隧道设计细则》(JTG/T D70—2010)的有关规定，下面分别对暗挖法和明挖施工进行讲述。

1）暗挖法施工

(1) 必测项目。

① 地质和支护状况的观察。爆破开挖后应立即进行工程地质与水文地质状况的观察和记录，并进行地质描述。对于地质变化处和重要地段，应有照片或视频记载。初期支护完成后，应进行喷层表面的观察和记录，并进行裂缝描述。开挖工作面观察应在每次开挖后进行，主要观察掌子面岩性、结构面产状、节理裂隙发育程度、断层的性质、产状，掌子面自稳情况，涌水量大小、涌水位置等。观察中发现围岩条件恶化时，应立即采取相应处理措施；及时绘制开挖工作面地质素描图(或数码拍照)，填写开挖工作面地质状况记录表和施工阶段围岩级别判定卡，并与勘察资料进行对比。对于已施工初期支护地段，每天至少应观察一次，记录喷射混凝土是否发生裂隙和剥离现象、锚杆的受力变形情况、钢架是否压曲变形和二次衬砌的工作状态等。洞外观察的重点应在洞口段和洞身浅埋段，记录地表开裂、变形、边坡及仰坡稳定状态、地表水渗漏情况等，还应对地面建(构)筑物进行观察。

每进行一次爆破，都必须观察一次掌子面地质和初期支护。

② 拱顶下沉。对地下工程拱顶围岩沉降绝对值的测量是控制围岩稳定状态和保证安全施工的重要指标，在浅埋隧道和水平或近水平岩层巷道中显得尤为重要。其测量结果是确认围岩的稳定性、判断支护效果、指导施工工序和预防拱顶崩塌的重要依据。

拱顶下沉布点原则：一般在拱顶轴线附近布置1个测点。隧道跨度大时，应在拱顶部位布置3个测点。

拱顶下沉监测断面间距、测量频率和测试精度：监测断面间距和测量频率《铁路隧道设计规范》(TB10003—2016)最为细化，地铁和公路隧道规范监测断面间距操作性不强，测量

频率一致，如表 9-5 所示。测试精度为 0.5～1.0mm。在由位移速率决定的监控测量频率和由距开挖面的距离决定的监控测量频率之中，原则上采用较高的频率值。当出现异常情况或不良地质时，应增大监控测量频率。

表 9-5　拱顶下沉测量间距和频率

行业标准	监测断面间距/m			测量频率	
				按开挖面距测量断面距离/m	按位移速率/(mm/d)
铁路隧道	围岩级别	Ⅴ～Ⅵ	5～10	(0～1)B 时 2 次/d；	≥5mm/d 时，2 次/d；
		Ⅳ	10～30	(1～2)B 时 1 次/d；	1～5mm/d 时 1 次/d；
		Ⅲ	30～50	(2～5)B 时 1 次/(2～3d)；	0.5～1.0mm/d 时 1 次/(2～3d)；
		Ⅱ	视情况定	>5B 时 1 次/周	<0.5mm/d 时 1 次/周
公路隧道	每 5～100m 一个断面			<2B 时 1～2 次/d； <5B 时 1 次/2d； >5B 时 1～2 次/周	—
地铁	每 5～30m 一个断面				

拱顶下沉测量原理：一般采用高精度全站仪法或水准仪法(隧道顶部悬吊钢尺、水准尺等)的方式进行测量，也可用收敛计测量方法近似测量。水准仪法通过前、后两次拱顶测点的高程差来求得变化值来判断拱顶是否下沉(图 9-45)。

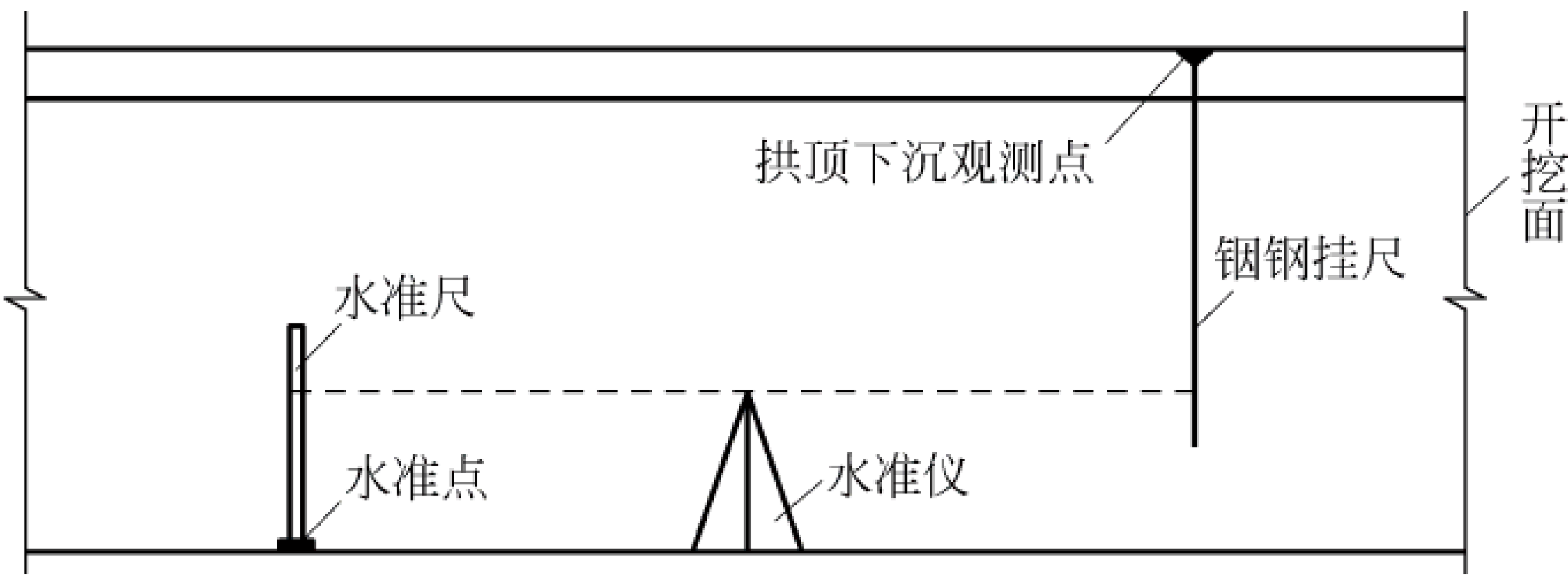


图 9-45　拱顶下沉测量原理

③ 周边收敛。《铁路隧道设计规范》(TB10003—2016)称为净空变化。隧道开挖后引起围岩变形，直观表现为隧道净空的变化(变大或减小)。净空变化值为隧道周边相对方向上两个固定点连线上的相对位移，通常称为收敛。

《铁路隧道设计规范》(TB10003—2016)明确指出，周边收敛测量断面应与拱顶下沉布置在同一断面上，测量频率、监测断面间距和测试精度与拱顶下沉测量要求相同。但一个断面上周边收敛测量测线数量要求不同：公路隧道和地铁要求相同，每一个断面 2～3 条测线。铁路隧道设计规范要求见表 9-6。

表 9-6　拱顶下沉测量间距和频率

开挖方法	地　段	
	一般地段	特殊地段
全断面法	1 条水平测线	—
台阶法	每台阶 1 条水平测线	每台阶 1 条水平测线，2 条斜测线
分部开挖法	每分部 1 条测线	上部每分部 1 条水平测线，2 条斜测线，其余分部 1 条水平测线

测线布置示意图如图9-46所示。

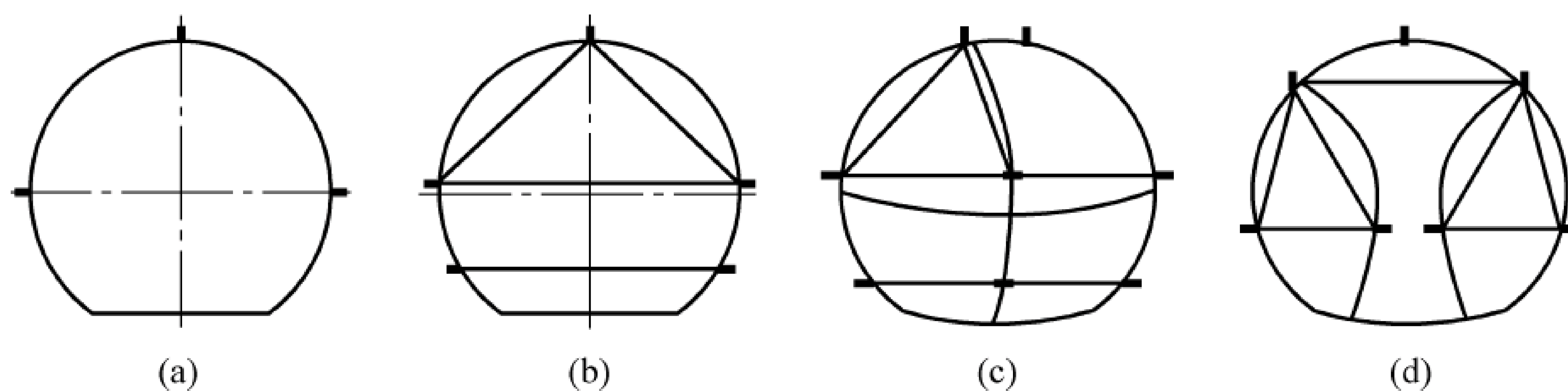


图9-46 测线布置图

目前隧道施工中常用的收敛计为机械式的收敛计和数显式收敛计，如图9-47所示。其测量原理如下：测试中读得初始数值 X_0；间隔时间 t 后，用同样的方法可读得 t 时刻的值 X_t，则 t 时刻的周边收敛值 U_t 为两次读数差，即

$$U_t = X_t - X_0 \tag{9-6}$$

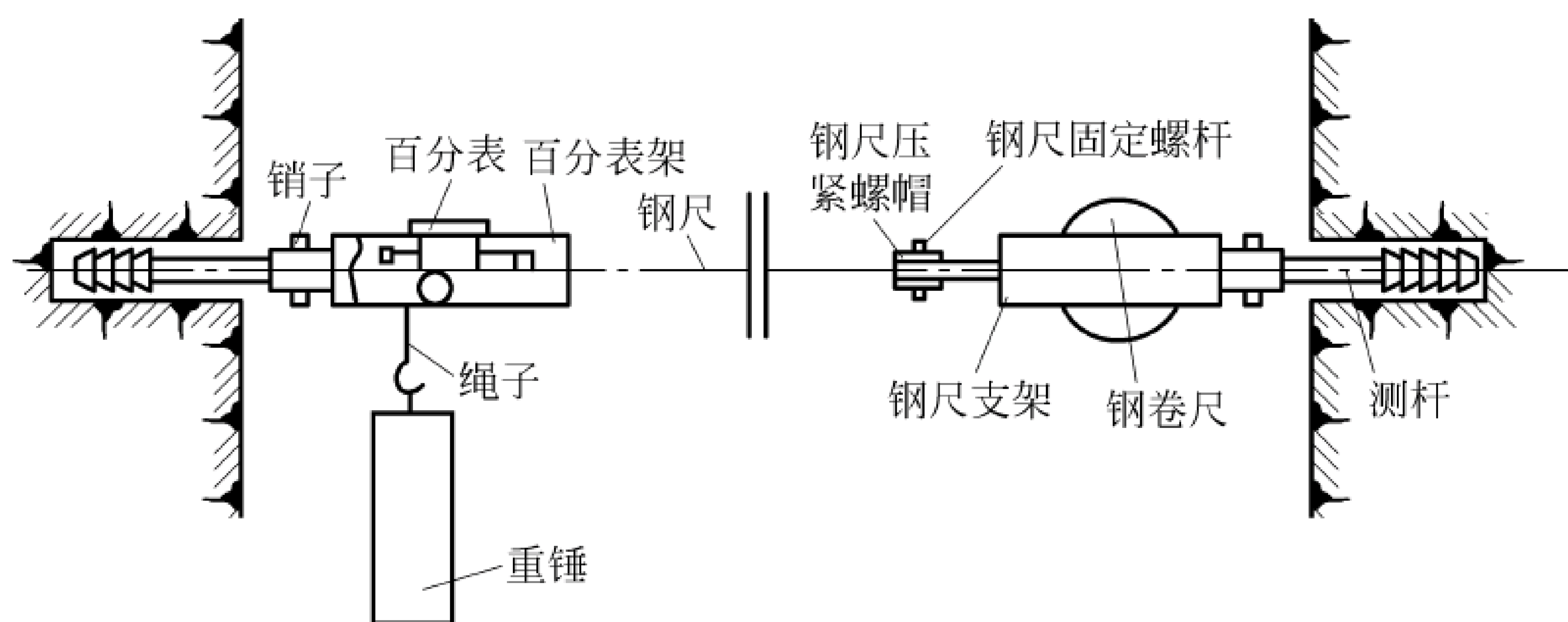


图9-47 收敛计

④ 浅埋段地表沉降、建筑物和管线变形。

地表沉降监测能反映浅埋段地下空间施工过程中对周围地表的影响及变化情况。在实际施工中，监控测量方案应覆盖施工活动对地下工程及影响范围内的周边环境的各个方面，客观反映地下工程及周边环境的影响及变化情况，综合分析，指导施工。

隧道埋深对地表是否发生沉降变形有很大影响，当隧道为深埋时，隧道的暗挖施工仅对周边一定范围内的土层有影响，不会影响地表及地表附近的建(构)筑物。但是，当隧道位于软弱、破碎、自稳时间极短的地段，或地表设有对沉降要求非常严格的构造物时，隧道浅埋段应进行地表下沉测量。浅埋隧道地表沉降测量的重要性随隧道埋深变浅而增大，可参考《公路隧道设计细则》(JTG/T D70—2010)有关规定，地表沉降与隧道埋深之间的关系见表9-7。

表9-7 地表沉降与隧道埋深关系

埋深 H	重 要 性	监 测 与 否
$H>3B$	小	不必要
$3B>H>2B$	一般	最好测量
$2B>H>B$	重要	必须测量
$H<B$	非常重要	必须列为主要测量项目

布点原则见表 9-8，地表有控制性建(构)筑物时，应适当加宽测量范围。测点采用直径22mm 螺纹钢，深入坡体 60～80cm，外露 5cm，表面磨平后在表面打眼作标记。

表 9-8 地表沉降测量间距和布点数量

行业标准	类别		测点间距		
			纵向间距/m		横向间距/m
铁路隧道	埋深 H 与开挖宽度 B	$2.5B>H>2B$	20～50		测点间距 2～5m，布点总宽度不小于($H+B$)
		$B<H\leqslant 2B$	10～20		
		$H\leqslant B$	5～10		
公路隧道	埋深 H 与开挖宽度 B	$H>2B$	20～50	至少 2 个断面	每个断面至少 11 个测点，两测点间距 5～10m，隧道中线附近测点加密
		$B<H\leqslant 2B$	10～20		
		$H\leqslant B$	5～10		
地铁	—		每 5～50m 一个断面		5～10

地表沉降测量应在开挖工作面前方隧道埋深及隧道开挖高度之和($H+h_1$)处开始，直到二次衬砌结构封闭、下沉基本停止时结束，如图 9-48、图 9-49 所示。

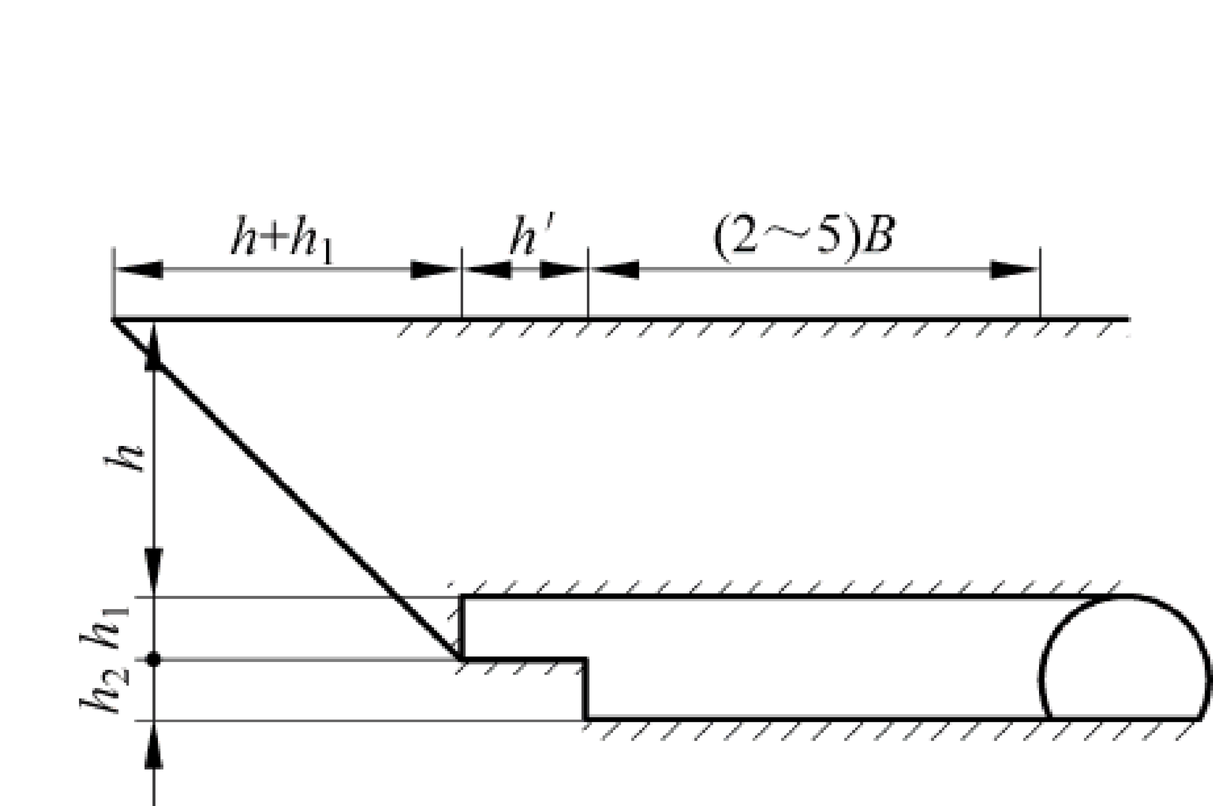


图 9-48 地表下沉纵向测量区间

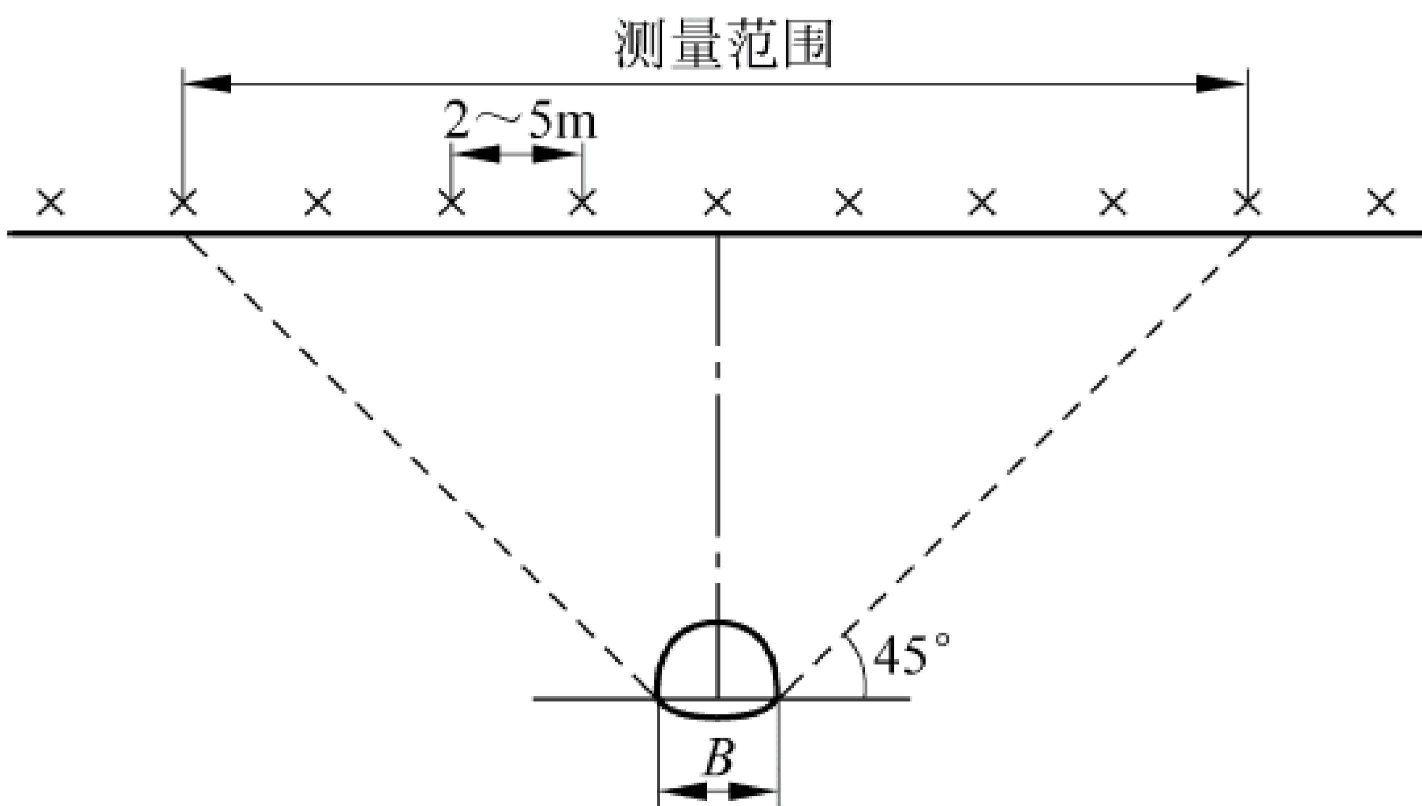


图 9-49 地表下沉横断面测点布置

地表沉降观测点和隧道内测点(拱顶下沉和周边收敛里程点)应布置在同一里程断面。地表下沉测量频率和精度应与洞内拱顶下沉和净空变化的测量频率相同。

应采用高精度全站仪或水准仪、水准尺等进行测量。

⑤ 岩体爆破地面质点振动速度和噪声。

当暗挖施工采用钻爆法施工时，岩体爆破会产生高速振动并向四周传递，当隧道埋深较浅时，地下岩体爆破施工将对地表附近建筑物产生振动影响，并可能造成极大危害。由于地铁位于城市中心，人群和建筑物密集，且地铁隧道埋深较浅，一般在地下 10～20m，应对爆破施工地面振动进行评估，因此，地面质点振动速度在地下铁路施工及验收规范中列为必测项目。而山岭隧道施工中，周边建筑物较少，爆破引起的地面振动危害性小，因此，一般将岩体爆破引起的地面振动列为选测项目。当周边有重要敏感性建筑物时，应将爆破引起的振动列为铁路和公路隧道的必测项目。

爆破振动特点如下：开挖爆破施工时，炸药的一小部分能量将转换为地震波，从爆源以波的形式向外传播，经由介质传播到地表，引起地表的振动，振动的强度随着爆心距的增加而减弱。当质点振动达到一定的强度时，会引起地表和建筑物、构筑物不同程度的损伤或破

坏。爆破振动与天然地震相比，爆破振动峰值和频率高，但衰减快、持续时间短、破坏区范围小。爆破振动的主频大多在10～50Hz，甚至高达100Hz以上。爆破振动的主振段持续时间一般不超过0.5s，短者小于0.1s，而天然地震持续时间在10s以上或更长。

爆破振动控制标准如下：开挖爆破所引起的地面振动与天然地震一样，是一个非常复杂的变量。它以波的形式传播，其振幅、周期和频率都随时间而变化。振动的物理量一般用质点的振速、加速度、位移和振动频率等表示。振动幅值是衡量爆破振动强度的标志，一般使用质点振动速度幅值、加速度幅值和位移幅值等，目前我国地下工程大多以质点振动速度幅值作为判别标准。根据相关规定，开挖爆破施工时，必须对爆源点周边振动敏感建(构)筑物、岩土体进行振动监测，严格控制质点振动强度，防止爆破振动对建(构)筑物、岩土体造成损伤或破坏。根据《爆破安全规程》(GB 6722—2014)相关爆破振动控制标准(表9-9)，一般当质点振速超过允许值时，应暂停爆破作业，并通过爆破试验控制爆破药量与安全距离。

表9-9 爆破振动安全允许标准(《爆破安全规程》(GB 6722—2014))

序号	保护对象类别	安全允许质点振动速度 $v/(\mathrm{cm\cdot s^{-1}})$		
		$f\leqslant$10Hz	10Hz$<f\leqslant$50Hz	$f>$50Hz
1	土窑洞、土坯房，毛石房屋	0.15～0.45	0.45～0.90	0.9～1.5
2	一般民用建筑	1.5～2.0	2.0～2.5	2.5～3.0
3	工业和商业建筑物	2.5～3.5	3.5～4.5	4.2～5.0
4	一般古建筑与古迹	0.1～0.2	0.2～0.3	0.3～0.5
5	运行中的水电站及发电厂中心控制设备	0.5～0.6	0.6～0.7	0.7～0.9
6	水工隧道	7～8	8～10	10～15
7	交通隧道	10～12	12～15	15～20
8	矿山巷道	15～18	18～25	20～30
9	永久性岩石高边坡	5～9	8～12	10～15
10	新浇大体积混凝土(C20) 龄期：初凝～3d 龄期：3d～7d 龄期：7d～28d	 1.5～2.0 3～4 7～8	 2.0～2.5 4～5 8～10	 2.5～3.0 5～7 10～12

爆破振动监测应同时测定质点振动相互垂直的三个分量。

注：1. 表中质点振动速度为分量中的最大值，振动频率为主振频率。

2. 频率范围根据现场实测波形确定，或按如下数据选取：洞室爆破振动频率 f 小于20Hz，露天深孔爆破振动频率 f 为10～60Hz，露天浅孔爆破振动频率 f 为40～100Hz；地下深孔爆破振动频率 f 为30～100Hz，地下浅孔爆破振动频率 f 为60～300Hz。

选定安全允许质点振速时，应认真分析下述因素：

(1) 选取建筑物安全允许速度时，应综合考虑建筑物的重要性、建筑新旧程度、建筑质量、自振频率、地基条件等因素。

(2) 省级以上(含省级)重点保护古建筑与古迹的安全允许速度，应经专家论证选取，并报文物管理部门批准。

(3) 选取隧道、巷道安全允许振速时，应综合考虑建筑物的重要性、围岩状况、开挖宽度、埋深大小、爆源方向、周边环境等因素。

(4) 对于永久性岩石高边坡，应综合考虑边坡的重要性、边坡的初始稳定性、支护状况、开挖高度等。

(5) 非挡水新浇大体积混凝土的安全允许振速，可按本表给出的上限值选取。

如果考虑到居民或商户感受，宜适当减低爆破振动控制值。建筑物内有精密仪器的时候，控制标准宜结合专家论证予以确定。

(2) 选测项目。

暗挖法隧道监控测量选测项目很多，地铁、铁路隧道和公路隧道有差别，但差别不大。表9-10按《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)给出，公路隧道和地铁与铁路隧道不同之处给出标注。选测项目的监控布点及测试方法参照相应规范或有关资料。选测项目的测量频率与必测项目相同。

表 9-10　暗挖法隧道监控测量选测项目

<table>
<tr><th rowspan="2">序号</th><th rowspan="2">行业类别</th><th rowspan="2">监测项目</th><th rowspan="2">工具和方法</th><th colspan="3">测点布置</th></tr>
<tr><th>铁路</th><th>地铁</th><th>公路</th></tr>
<tr><td>1</td><td rowspan="7">铁路隧道、公路隧道和地铁相同项目</td><td>围岩内部位移</td><td>多点位移计</td><td rowspan="7">根据需要选定代表性地段，对称布置测点</td><td>每个代表性地段1个断面，2～3孔</td><td>每5～100m一个断面，每断面2～11点</td></tr>
<tr><td>2</td><td>围岩压力</td><td>压力盒、频率计</td><td colspan="2">每个代表性地段1个断面，10～20个测点</td></tr>
<tr><td>3</td><td>锚杆轴力</td><td>应力计、频率计</td><td>必要时</td><td>每个代表性地段1个断面，不少于7个测点</td></tr>
<tr><td>4</td><td>钢架内力</td><td>测力计</td><td>10～30榀设一对</td><td>每10榀一对</td></tr>
<tr><td>5</td><td>喷混凝土内力</td><td>应变计</td><td>每个代表性地段1个断面，11个测点</td><td>—</td></tr>
<tr><td>6</td><td>初期支护与二次衬砌间接触压力</td><td>压力盒、频率计</td><td colspan="2">每个代表性地段1个断面，10～20个测点</td></tr>
<tr><td>7</td><td>二次衬砌内力</td><td>应变计</td><td colspan="2">每个代表性地段1个断面，11个测点</td></tr>
<tr><td>8</td><td rowspan="6">铁路隧道设计规范专有</td><td>管片环内力</td><td>应变计</td><td rowspan="6">根据需要选定代表性地段，对称布置测点</td><td colspan="2" rowspan="6">—</td></tr>
<tr><td>9</td><td>隧底隆起</td><td>水准仪、全站仪</td></tr>
<tr><td>10</td><td>纵向位移</td><td>位移计</td></tr>
<tr><td>11</td><td>孔隙水压力</td><td>水压力计</td></tr>
<tr><td>12</td><td>水量</td><td>三角堰、流量计</td></tr>
<tr><td>13</td><td>爆破振动</td><td>测振仪、拾振器</td></tr>
<tr><td>14</td><td rowspan="3">公路隧道规范专有</td><td>围岩内部围岩(地面设点)</td><td>多点位移计</td><td colspan="2" rowspan="3">—</td><td>每个代表性地段1个断面，2～3孔</td></tr>
<tr><td>15</td><td>衬砌裂缝监测</td><td>测缝计</td><td>衬砌完成后</td></tr>
<tr><td>16</td><td>围岩弹性波速</td><td>声波仪及探头</td><td>代表性地段</td></tr>
</table>

围岩内部位移测量：隧道围岩内部位移测量的主要目是了解隧道围岩的径向位移分布和松弛范围，判断开挖后围岩的松动区、强度下降区以及弹性区的范围，根据实测结果优化锚杆参数，指导施工。

锚杆轴力测量：测量的目的是了解锚杆实际工作状态及轴向力的大小，结合位移测量，判断围岩发展趋势，分析围岩内强度下降区的界限，为修正锚杆设计参数、评价锚杆支护效果提供依据。锚杆的轴向力测定，按其测量原理可分为电测式和机械式两类。其

中，电测式又可分为电阻应变式和钢弦式。电阻应变式和机械式是通过测量锚杆应变（或变形），从而得到应力。钢弦式是通过测定不同深度处传感器受力后的钢弦振动频率变化求得应力。

围岩压力及两层支护间压力测量：隧道开挖后，围岩要向净空方向变形，而支护结构要阻止这种变形，这样就会产生围岩作用与支护结构上的围岩压力。围岩压力测量，通常情况下是指围岩与初期支护或初期支护与二次衬砌混凝土间的接触压力的测试。测量目的是了解围岩压力的量值及分布状态，判断围岩和支护的稳定性，分析二次衬砌的稳定性和安全度。接触压力测量仪器根据测试原理和测力计结构不同分为液压式测力计和电测式测力计，目前隧道中多用电测式。

钢支撑应力测量：一般在Ⅵ、Ⅴ级围岩中常采用型钢支撑，Ⅳ级围岩中常采用格栅支撑。通过对钢支撑的应力测量，可知钢支撑的实际工作状态，从钢支撑的性能曲线上可以确定在此压力作用下钢支撑所具有的安全系数，视具体情况确定是否需要采用加固措施。测量目的是了解钢支撑的实际工作状态，测试钢支撑应力的大小，为钢支撑选型与设计提供依据。根据钢支撑的受力状态，判断隧道空间和支护结构的稳定性。目前，型钢支撑应力测量常用钢弦式表面应变计（图9-50）测试，格栅支撑应力测量多采用钢弦式钢筋应力计。

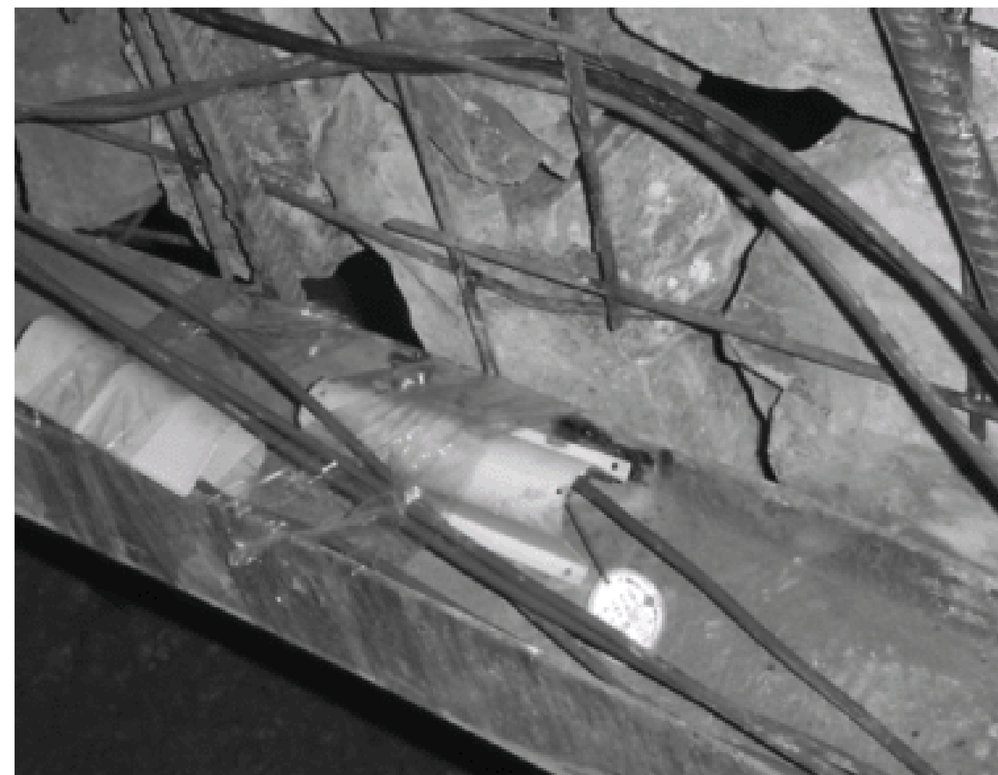


图9-50 拱架内力测量

混凝土应力测量：混凝土应力测量包括喷射混凝土和二次衬砌模筑混凝土应力测量。其目的是了解混凝土层的变形特性以及混凝土的应力状态，掌握喷层所受应力的大小，判断喷射混凝土层的稳定状况，分析支护结构长期使用的可靠性以及安全程度，检验二次衬砌设计的合理性。

2）明挖基坑工程监控测量项目

地铁车站和浅埋地段的隧道工程一般采用明挖施工方法。明挖施工中，场地开阔时，基坑开挖一般采用放坡开挖。当开挖深度大于7m，或场地受到限制，为减少土方开挖量时，须设置支护结构保护基坑。无论是放坡开挖还是带支护基坑工程的施工，安全是最重要的因素，因此对基坑施工中的监控测量内容和要求也区别于暗挖法施工。

监测项目的类别与基坑分级有重要关系，目前基坑工程安全等级的划分方法还不统一。《建筑地基工程施工质量验收标准》（GB 50202—2018）规定，符合下列情况之一的基坑，定为一级基坑：重要工程或支护结构作为主体结构的一部分；开挖深度大于10m；与邻近建筑物、重要设施的距离在开挖深度以内的基坑；基坑范围内有历史文物、近代优秀建筑、重要管线等需严加保护的基坑。三级基坑为开挖深度小于7m，且周围环境无特殊要求的基坑。除一级基坑和三级基坑外的基坑均属二级基坑。

《铁路隧道设计规范》（TB 10003—2016）要求综合考虑基坑开挖深度、周边环境要求、地质条件及支护结构破坏后果的严重程度，经分析后确定基坑安全等级，表9-11给出了明挖基坑工程的监控测量必测项目和选测项目。明挖基坑工程监测项目的布点、测量断面和测量频率及精度要求，可参照暗挖法施工及有关标准或规范。

表 9-11 明挖法隧道基坑工程监控测量项目

监测项目	基坑分级		
	一 级	二 级	三 级
墙(坡)顶水平位移	必测	必测	必测
墙(坡)顶竖向位移	必测	必测	必测
周围建筑物变形	必测	必测	必测
周边地下管线变形	必测	必测	必测
维护结构深层水平位移	必测	必测	选测
土体深层水平位移	必测	必测	选测
支撑内力	必测	选测	选测
立柱竖向位移	必测	选测	选测
锚杆、土钉拉力	必测	选测	选测
土体分层竖向位移	选测	选测	选测
围护结构内力	选测	选测	选测
坑底隆起	选测	选测	选测
土压力	选测	选测	选测
孔隙水压力	选测	选测	选测
地下水位	选测	选测	选测

3. 监控测量数据采集和处理

测量数据应准确可靠,监控测量测点的初始读数应,在开挖循环节施工后 24h 内,且在下一循环节施工前取得,要求测点距开挖工作面不得大于 2m,并随隧道工作面开挖进展按测量频率进行。测量过程中和结束后,应及时进行数据统计分析,分析时,应剔除明显测试错误或离散性非常大的数据,将同一测量断面的各种测量数据进行分析对比、相互印证,以确保测量结果可靠。数据处理的目的是探求围岩变形或支护系统的受力随时间变化的规律及空间分布规律,判定围岩和支护系统稳定状态。

1) 测量数据处理的内容

可用 Excel 等软件编制程序进行数据分析,需要提供以下几种结果:①绘制位移、应力、应变随时间变化的曲线,即时态曲线;②绘制位移速率、应力速率、应变速率随时间变化的曲线;③绘制接触压力、支护结构应力在隧道横断面上的分布图。

2) 数据处理要求

每次测量后,应及时进行数据整理,并绘制测量数据时态曲线。选择回归曲线,对于初期的时态曲线,应进行回归分析,预测可能出现的最大值和变化速度,对支护及围岩状态、工法、工序进行评价。数据异常时,应根据具体情况及时采取加固措施。

4. 隧道施工监控测量数据的应用

从维护围岩稳定性和支护系统的可靠性出发,现场测试人员关心围岩变形量的大小,是否侵入隧道设计断面的限界,是否对施工人员的安全构成威胁,以便及时调整设计参数和进行施工决策。

1) 初期支护阶段围岩稳定性的判断和施工管理

(1) 根据最大位移值进行施工管理。

当测量位移 $U<U_0/3$ 时(U 为位移实测值;U_0 为极限相对位移值),表明围岩稳定,可

以正常施工。

当测量位移 U 介于 $U_0/3$ 和 $2U_0/3$ 之间时，表明围岩变形偏大，应密切注意围岩动向。可采取一定的加强措施，如加密、加长锚杆等措施。

当测量位移 $U>2U_0/3$ 时，表明围岩变形很大，应先停止掘进，并采取特殊的加固措施，如超前支护、注浆加固等。

实测最大位移值或预测最大位移值不大于 $2U_0/3$ 时，可认为初期支护达到基本稳定。

(2) 根据位移速率进行施工管理。

净空变化速率持续大于5mm/d时，表明围岩处于急剧变形状态，应加强初期支护。

当位移速度在0.2～1.0mm/d之间时，表明围岩处于缓慢变形阶段。

当位移速度小于0.2mm/d时，拱顶下沉速度小于0.15mm/d时，表明围岩已基本稳定。

在浅埋地段以及膨胀性和挤压性围岩中，应采用其他指标判别。

(3) 根据位移时态曲线进行施工管理。

每次测量后应及时整理数据，绘制时态曲线(图9-51)。

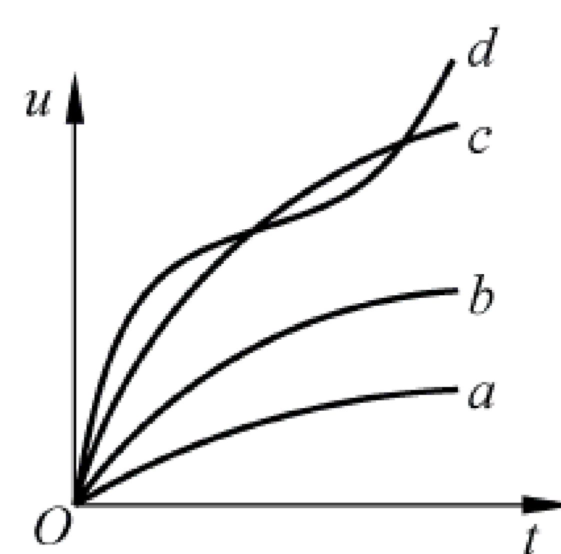


图9-51 位移曲线变化

当位移速率很快变小，时态曲线很快平缓，表明围岩稳定性好，可适当减弱支护。

当位移速率逐渐变小，即 $\frac{d^2u}{d^2t}<0$，时态曲线趋于平缓，表明围岩变形趋于稳定，可正常施工。

当位移速率不变，即 $\frac{d^2u}{d^2t}=0$，时态曲线直线上升，表明围岩变形急剧增长，无稳定趋势，应及时加强支护，必要时暂停掘进。

当位移速率逐步增大，即 $\frac{d^2u}{d^2t}>0$，时态曲线出现反弯点，表明围岩已处于不稳定状态，应停止掘进，采取加固措施。

2) 隧道施工监控测量控制基准

监控测量控制基准包括隧道内位移、地表沉降、爆破振动等，应根据地质条件、隧道施工安全性、隧道结构的长期稳定性以及周围建(构)筑物特点和重要性等因素制定。根据铁路隧道有关标准，隧道初期支护极限相对位移可参照表9-12选用。

表9-12 跨度 $B\leqslant 7$m 隧道初期支护极限相对位移

围岩级别		隧道埋深 h/m		
		$h\leqslant 50$	$50<h\leqslant 300$	$300<h\leqslant 500$
拱脚水平相对净空变化/%	Ⅱ	—	0.01～0.03	0.01～0.08
	Ⅲ	0.03～0.10	0.08～0.40	0.30～0.60
	Ⅳ	0.10～0.30	0.20～0.80	0.70～1.20
	Ⅴ	0.20～0.50	0.40～2.00	1.80～3.00
拱顶相对下沉/%	Ⅱ	—	0.03～0.06	0.05～0.12
	Ⅲ	0.03～0.06	0.04～0.15	0.12～0.30
	Ⅳ	0.06～0.10	0.08～0.49	0.30～0.80
	Ⅴ	0.08～0.16	0.14～1.10	0.80～1.40

位移控制基准应根据测点距开挖面的距离，由初期支护极限相对位移按表 9-13 确定。

表 9-13 初期支护极限相对位移

项　目	距开挖面 B	距开挖面 $2B$	距开挖面较远
允许值	$65\%U_0$	$90\%U_0$	$100\%U_0$

对于跨度大于 12m 的隧道，目前还没有统一的位移判断标准。

开挖施工中，为保证支护结构和作业人员的安全，应根据监控测量数据采取相应管理措施，其对应关系可参照表 9-14 进行。

表 9-14 位移测量数据管理等级

管理等级	管理位移值	施工状态
Ⅲ	$U<U_0/3$	可以正常施工
Ⅱ	$U_0/3\leqslant U\leqslant 2U_0/3$	应加强支护
Ⅰ	$U>2U_0/3$	应采取特殊的措施

对围岩位移的监控测量也不能完全遵循围岩稳定后施作二次衬砌的原则，尤其是在洞口段通常围岩较差，应及时施作二次衬砌。有的隧道洞口段因二次衬砌施工不及时导致围岩变形侵限，造成初期支护返工。因此，在围岩位移出现线性变化或不断波动，且不趋于稳定，甚至出现凹型曲线变化时，应立即制订处理方案，采取加强支护或立即进行二次衬砌施作，必要时暂停开挖，以控制围岩的变形，保证施工安全。因此，监控测量数据的分析并非单一数据分析，而是集数学统计、岩土力学、现场观察、经验积累多方面的综合应用，是评估围岩特性和指导隧道施工不可缺少的科学手段。

9.4.6 防水层


9-8 隧道防水

隧道防水是隧道工程施工质量的一个重要环节，也是操作工艺繁杂、施工难度较大的环节之一，历来被人们所重视。因此，各个项目隧道的防水施工应根据此方案和当地水文地质条件，因地制宜地采取“以排为主，防、排、截、堵相结合”的综合治理原则。

隧道结构防排水施工作业是指在初期支护完成，且净空经检查满足设计要求后进行的有关结构防排水施工作业，一般包含基面检查处理、排水盲管(沟)安装、防水板铺设、施工缝、变形缝处理、混凝土灌注等工序。

1. 基面检查处理施工

基面处理主要是对初期支护表面的渗漏水、外露的突出物及表面凸凹不平处进行处理。

(1) 处理基面渗漏水，采用回填注浆进行堵水，以保持基面无明显漏水。

(2) 割除初期支护混凝土表面外露的锚杆头、钢筋尖头等硬物，按图 9-52 处理。

对钢筋网等凸出部分，先切断，后用锤铆平抹砂浆素灰；

对有凸出的管道，先切断，再用砂浆抹平；

对锚杆有凸出部位，螺头顶预留 5mm 切断后，用塑料帽处理；

对初期支护表面凸凹不平处进行处理，使混凝土表面平顺，凸凹面满足 $D/L=1/6\sim$

1/10（D 为两凸面间凹进深度，L 为两凸面间距离）。

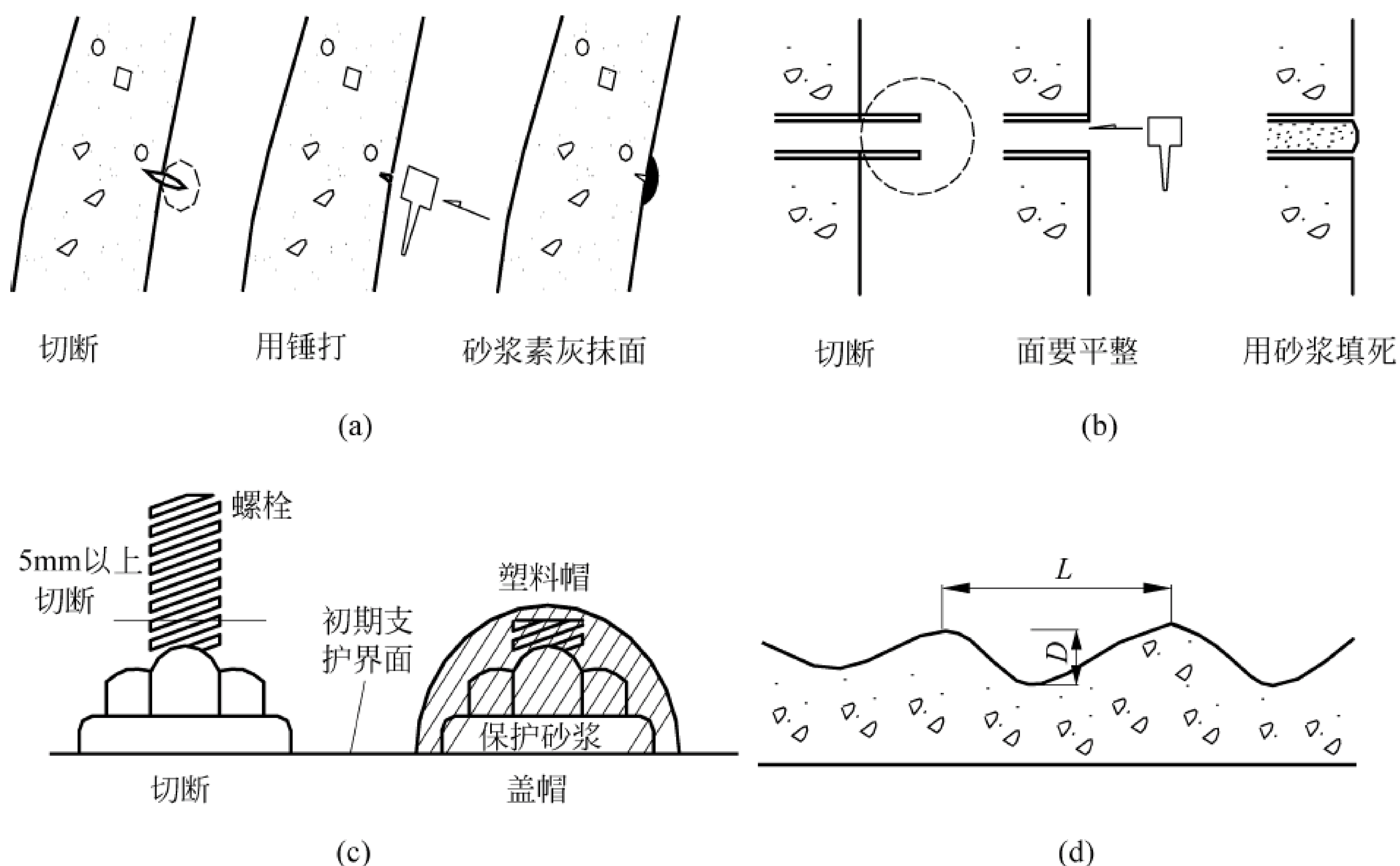


图 9-52 基层处理方法和标准

基面处理后，要求初期支护表面无明显渗漏水，且无空鼓、裂缝、松酥等现象，表面平整，用 2m 尺进行检查，其平整度不超过 5cm，无钢筋及凸出的管件等尖锐突出物。

2. 排水盲管施工

排水盲管一般包括环向排水盲管、纵向集水盲管、横向排水管，三者采用变径三通连为一体，形成完整的排水系统。其中，纵向排水盲管在整个隧道排水系统中是一个中间环节，起着承上启下的作用，是关键环节。盲管应具有一定的弹性，透水性好，能承受不小于 0.5MPa 的压力，且不易锈蚀。

3. 防水板施工

在基面处理、排水盲管设置、水平施工缝止水条安装完成后，应进行防水板施工作业，一般包括铺设准备、缓冲层铺设、防水板固定、防水板焊接、质量检查等环节。

1）铺设准备

防水板多为合成高分子卷材，种类繁多，隧道工程上常用的防水板有 PVC、EVA、HDPE、LDPE 等，幅宽一般为 2～4m，应具有耐刺穿性、柔性，耐久性好，且应符合设计要求。

2）缓冲层铺设

对于设计为分离式的防水板，先进行缓冲层铺设，缓冲层材料根据设计选用，一般采用射钉固定。缓冲层的作用是保护防水板，使防水板免遭尖锐物的刺伤，同时充当渗水通道。

铺设的步骤如下：在隧道拱部标出纵向中线；使缓冲层垫衬基本与洞室轴线直交，留足基面凹凸部位的富余量，由两边墙向拱部铺设；用带热塑性圆垫圈的射钉将缓冲层平整顺直地固定在基层上，固定点间距一般是拱部为 0.5～0.8m，边墙为 0.8～1.0m，底部为

1.0～1.5m,呈梅花形排列,并左、右、上、下成行固定;缓冲层接缝搭接宽度不得小于50mm,一般仅设环向接缝,当长度不够时,设轴向接缝,应确保下部(靠近底部的一张)缓冲层压紧上部(靠近拱部的一张)缓冲层,并使缓冲层与喷混凝土表面密贴。

3) 防水板铺设

防水板铺设应超前二次衬砌施工1～2衬砌施工段长度,并设临时挡板,防止机械损伤和电火花灼伤防水板,同时应与开挖掌子面保持一定的安全距离。初期支护为钢纤维混凝土的,铺设防水板前应补喷一层水泥砂浆保护层,以保护防水板。

铺设前进行精确放样,弹出标准线进行试铺后确定防水板一环的尺寸,尽量减少接头。防水板采用环向铺设,从拱部向两侧边墙展铺,下部防水板应压住上部防水板,松紧应适度,并留有余量(一般实铺长度与弧长的比值为10∶8),保证防水板全部面积均能抵到围岩。在附属洞室处铺设防水板时,先按照附属洞室的大小和形状加工防水板,并与边墙防水板焊接成一个整体。防水板一般采用双焊缝,无钉铺设的方式。两幅防水板的搭接宽度不应小于150mm(图9-53)。三层以上的塑料防水板的搭接形式必须是T形接头(图9-54)。防水层铺设效果如图9-55所示。

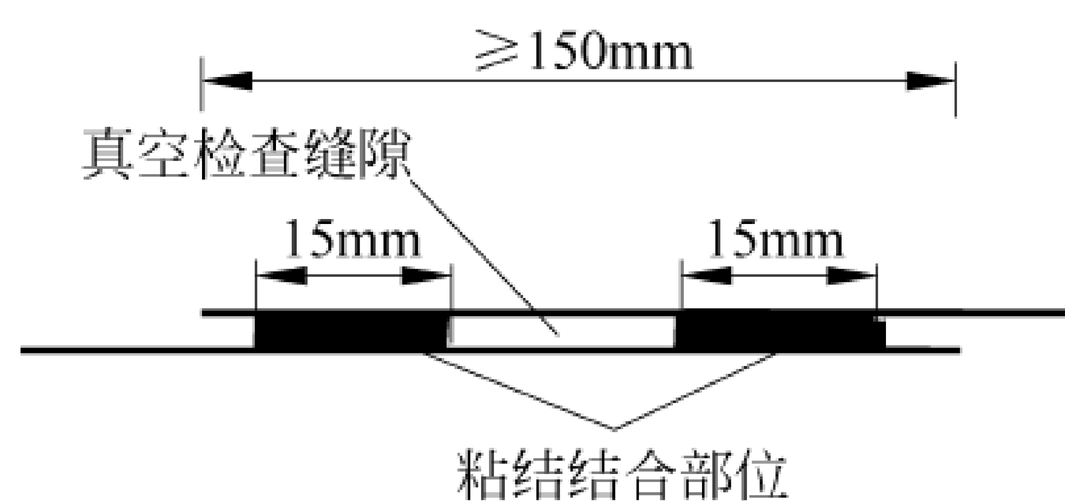


图9-53 防水层搭接焊示意图

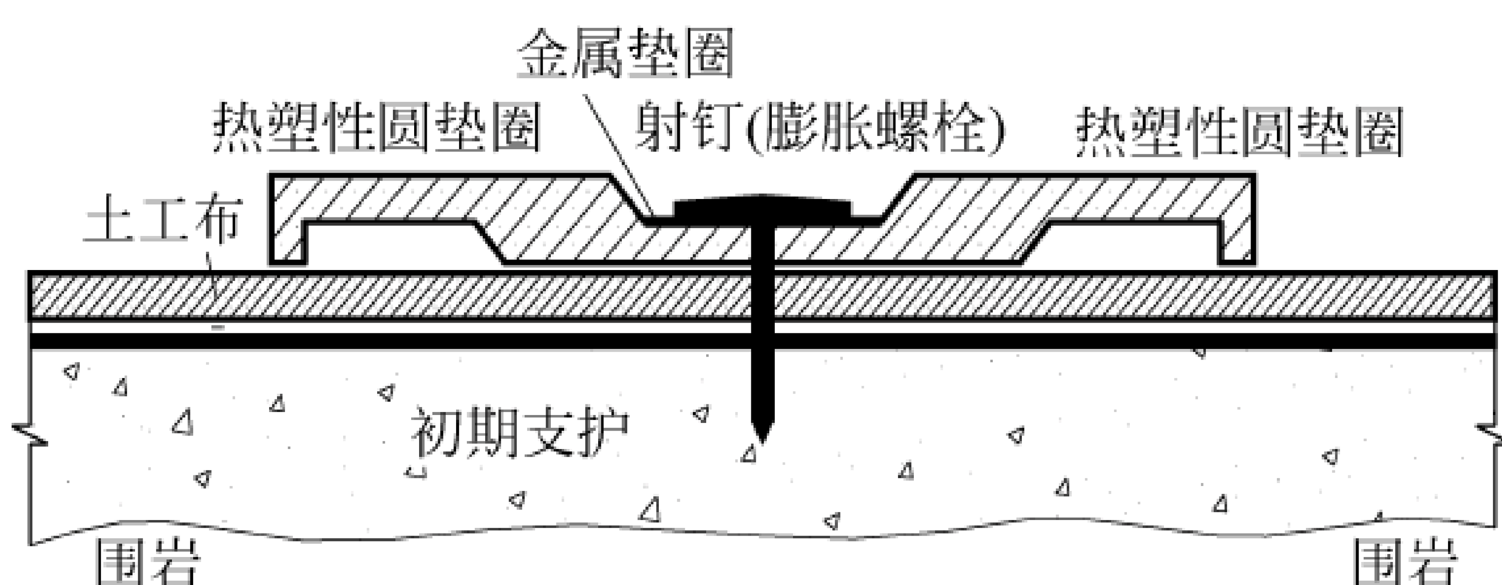


图9-54 防水层铺设



图9-55 防水层铺设效果图

防水板焊缝施工质量有两种检查方法。

(1) 目测及尺量检查:检查防水板有无烤焦、焊穿、假焊和漏焊,焊缝宽度是否符合设计,焊缝是否均匀连续,表面是否平整光滑,有无波形断面。

(2) 充气检查:检查采取随机抽样的原则,环向焊缝每衬砌循环抽试一条,纵向焊缝每衬砌循环抽试两条。具体检查要求是将5号注射针与压力表相接,用空压机进行充气,当压力表达到0.25MPa时停止充气,保持15min,压力下降在10%以内,说明焊缝合格。如压力下降过快,说明焊缝不严。用肥皂水涂在焊缝上,有气泡的地方重新补焊,直到不漏气为止。

4. 止水条施工

止水条宜选用制品型遇水膨胀止水条(图9-56)。止水条施工作业包括制作安装专用端头模板、混凝土浇筑、预留槽清理、固定止水条等环节。

1) 水平施工缝

水平施工缝应在先浇筑混凝土初凝后、终凝前施工,根据止水条的规格,在混凝土基面中间压磨出一条平直、光滑槽。拆除混凝土模板后,凿毛施工缝,用钢丝刷清除界面上的浮渣,并涂2～5mm厚的水泥浆,待其表面干燥后,用配套的胶粘剂或水泥钉固定止水条,再

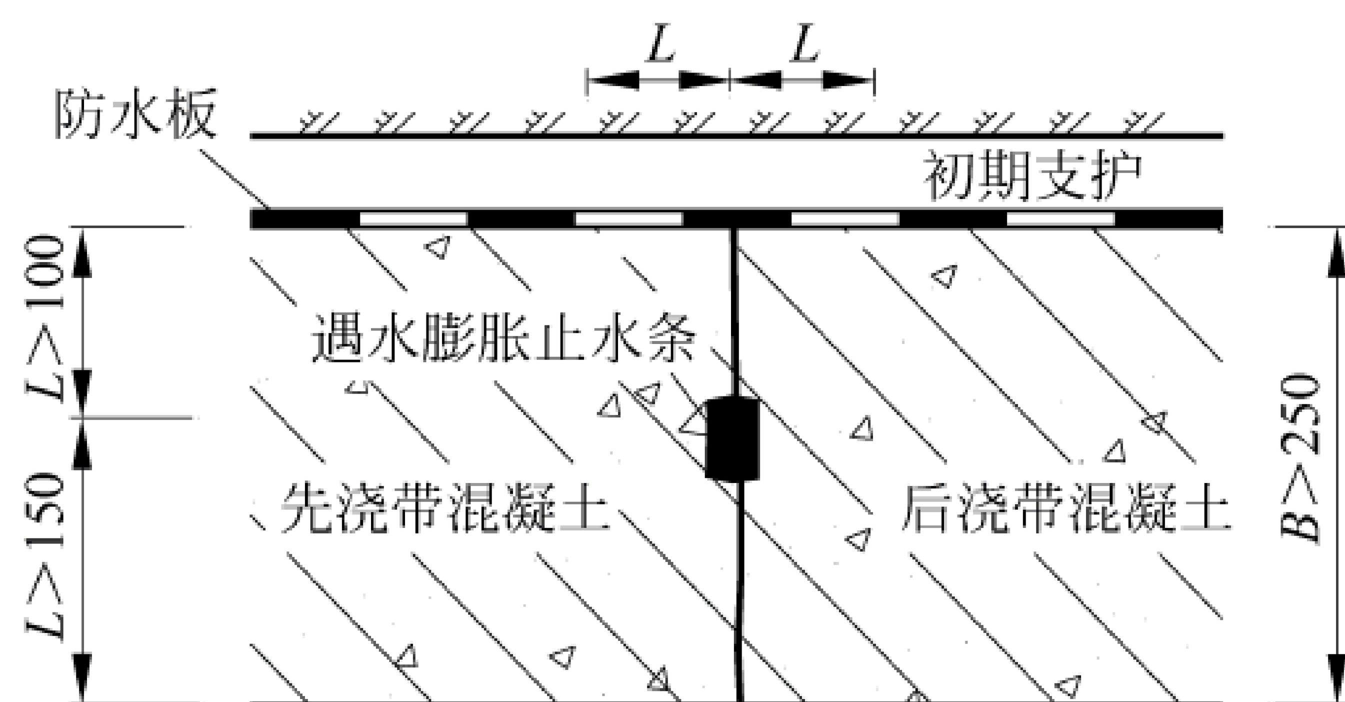


图 9-56 止水条施工

浇筑下一环混凝土。

2）环向或竖向施工缝

环向或竖向施工缝采用在端头模板中间固定木条或金属构件等，混凝土浇筑后形成凹槽。槽的深度为止水条厚度的一半，宽度为止水条宽度。然后进行清洗，在灌筑下循环混凝土之前，对预留槽进行清理，清除残渣，磨光槽壁，然后将止水条粘贴在槽中，然后模板台车定位，灌筑下一循环的混凝土(图 9-57)。

环向或竖向施工缝主要有以下施工控制要点：①施工前，必须对止水条的宽度、厚度(直径)进行检查，确保其符合设计及标准要求；②安放止水条前，必须对预留槽进行清理，清洗干净、排除杂物；③止水条必须安装在预留槽内，安装时先在槽内涂抹一层氯丁胶粘剂，使其粘结牢固，并用水泥钉固定，水泥钉的间距不宜大于 60cm；④止水条的安装应尽量安排在混凝土浇筑前 3～5h，如有困难要提前安装，应采取缓膨措施，但最长时间不得超过 24h；⑤止水条安装时应顺槽拉紧嵌入，确保止水条与槽底密贴，不得有空隙；⑥止水条接头处应重叠搭接后再粘结固定，沿施工缝形成闭合环路，其间不得留断点；⑦振捣混凝土时，振捣棒不得接触止水条。

带注浆孔遇水膨胀止水条施工要点如下(图 9-58)：①安装止水条界面的处理及止水条的固定方法同上；②将止水条上的预留注浆连接管与连接三通连接；③根据所安装止水条的长度，约在 30m 处安装三通一处，三通的直线两端有一头插入止水条内，另一头插入注浆连接管内，丁字端头插入备用注浆管内，以备缝隙渗漏水时注浆；④注浆连接管应与三通连接件粘结牢固，保证注浆管通畅。安装在三通上的备用注浆管，应引入衬砌内侧。

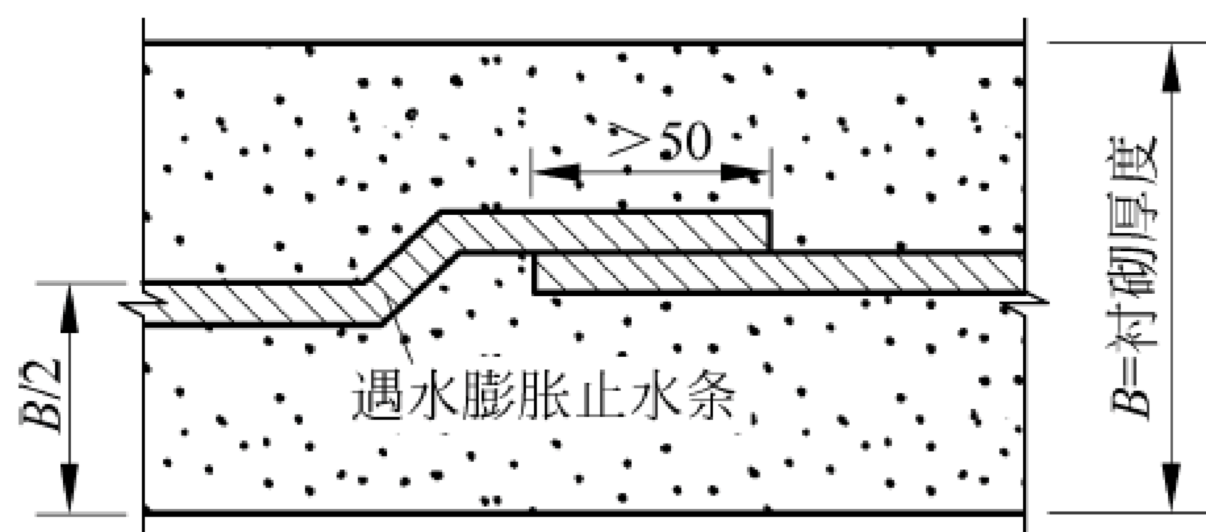


图 9-57 止水条安装示意图

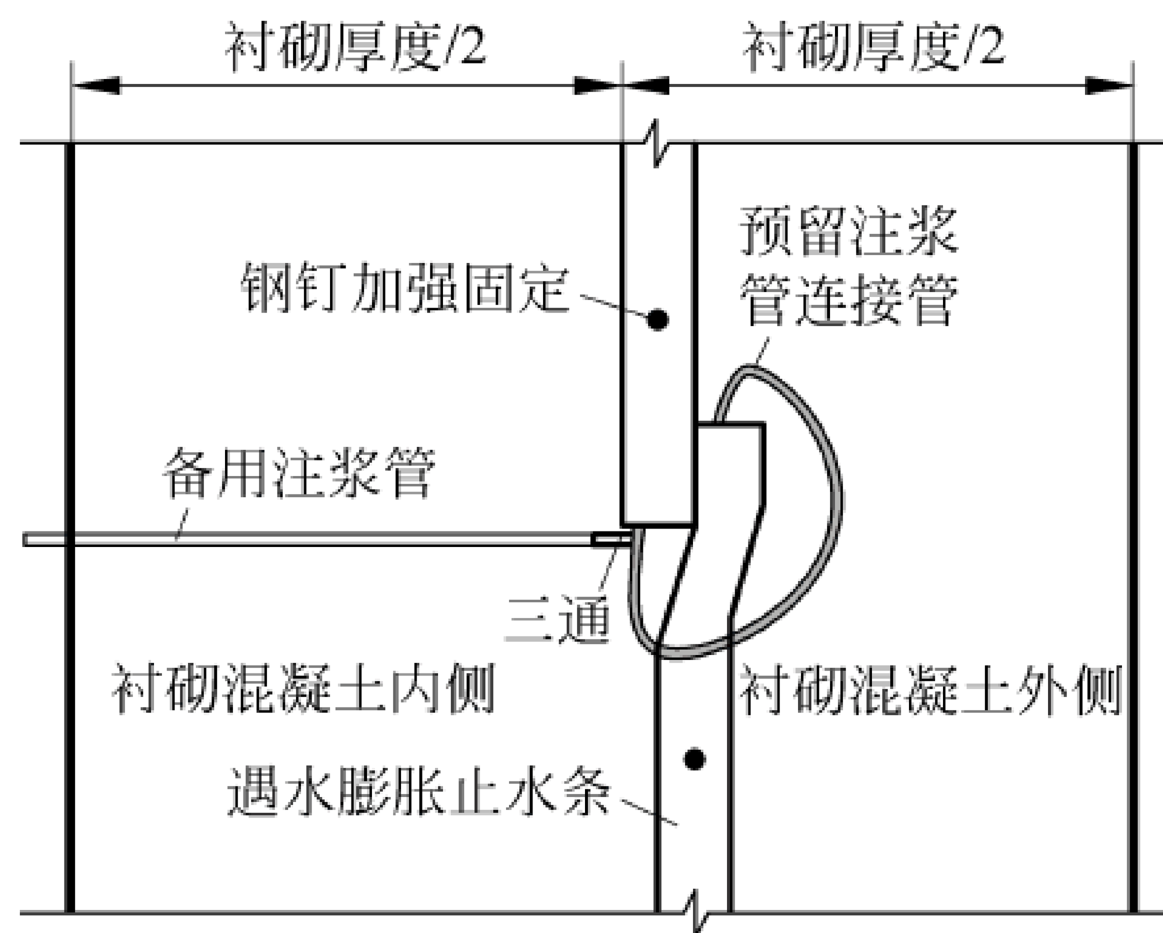


图 9-58 带注浆孔止水条安装示意图

5. 止水带施工作业

二次衬砌的变形缝、施工缝处是隧道防水的薄弱环节，一般采用两种以上防水措施，在施工中，应按照设计要求认真施作。对于水压力大、变形大的施工缝、变形缝，应选用钢边止水带。当地下水有腐蚀性介质时，应选用氯丁橡胶、三元乙丙胶材质的止水带。

常见的设计有止水带的施工缝有以下防水构造形式。

1）外贴式止水带施工（图 9-59）

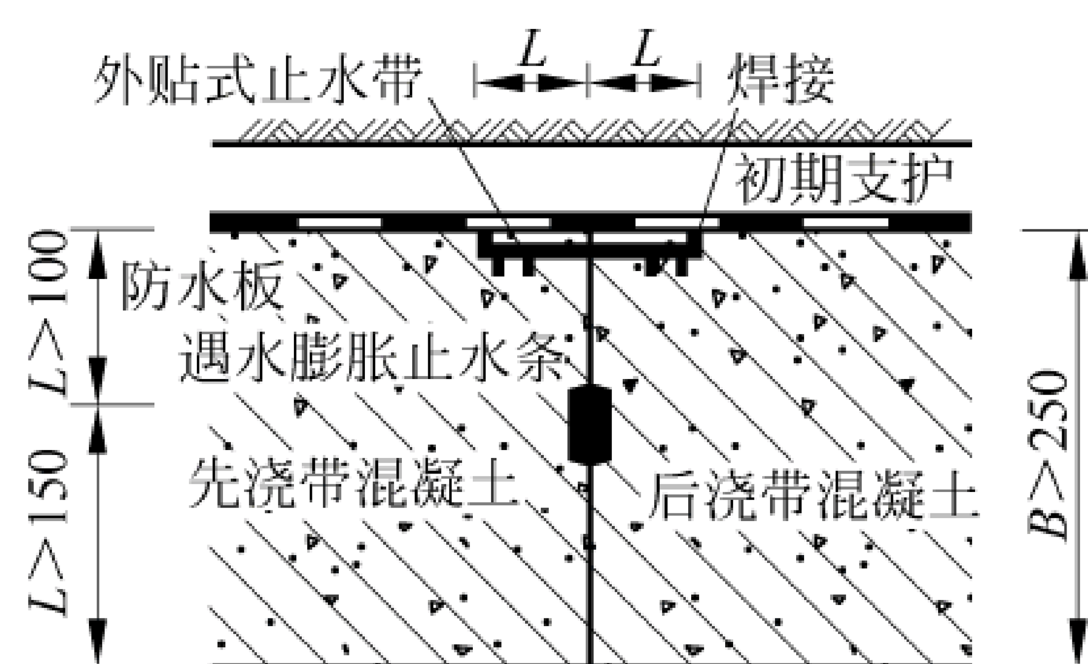


图 9-59 外贴式止水带和止水条防水复合构造

位置确定：外贴式止水带设置在衬砌结构施工缝、变形缝的外侧，施工时按设计要求先在需要安装止水带的位置放出安装线。

基面处理：对于直接设置在岩壁或初期支护找平层的外贴式止水带，设置的部位须预先用氯丁胶乳砂浆进行抹平处理，防水砂浆抹面的宽度应大于外止水带宽度 20cm 以上。如设计有防水板，则须对接缝处清洗干净。

止水带固定：施工缝处设计有防水板的，如止水带材质与防水板相同，则采用双焊缝热焊机将止水带固定在防水板上，对于设计为橡胶止水带的，则采用粘结法将其与防水板连接。施工缝处设计没有防水板的，止水带采用粘结法固定在岩壁或初期支护找平层上。

2）中埋式止水带施工

沿衬砌环线每隔 0.5～1.0m，在端头模板上钻一直径 12mm 的钢筋孔。将制成的钢筋卡穿过挡头模板，内侧卡紧止水带一半，另一半止水带平靠在挡头板上，待混凝土凝固后拆除挡头板，将止水带拉直，然后弯钢筋卡紧止水带，其施作方法示意如图 9-60 所示。

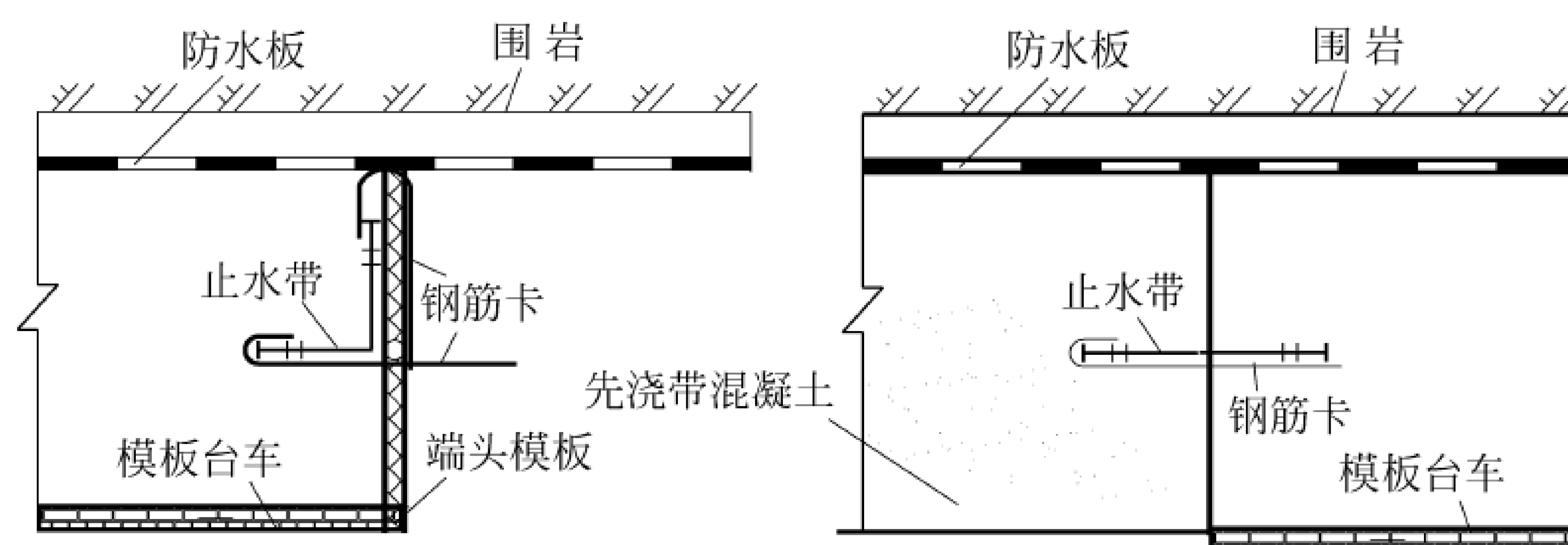


图 9-60 中埋式止水带施工方法示意图

9.4.7 二次衬砌

在地铁隧道结构分类中，有整体式现浇施工支护结构和装配式支护结构两大类。整体式支护结构分为单层结构、锚喷结构和复合式衬砌结构。本节二次衬砌施工是指复合式支护结构的第二层支护结构（二次衬砌）的施工，它是在初期支护内侧施作的模筑混凝土或钢筋混凝土衬砌，与初期支护共同组成复合式衬砌。二次衬砌提供安全储备，承受后期围岩压

力。提供安全储备的二次衬砌施工,应在围岩或一次支护结构稳定后施作。对于要求承载后期围岩压力的二次衬砌施工,则应根据测量数据及时施作。

二次衬砌施工的主要内容包括浇筑前准备工作、模板组装与就位、混凝土施工等工作。

1. 浇筑前的准备工作

根据《铁路隧道工程施工技术指南》(TZ 204—2008),二次衬砌施作需满足以下条件。

(1) 二次衬砌施作一般在围岩和初期支护变形趋于稳定后进行,变形趋于稳定应符合下列条件:①隧道周边变形速率明显下降并趋于缓和;②水平收敛(拱脚附近7d平均值)小于0.2mm/d,拱部下沉速度小于0.15/d(《地下铁道工程施工及验收规范》(GB 50299—1999)规定,收敛速度小于0.15mm/d或拱顶下沉速度小于0.1mm/d);③施作二次衬砌前的累计位移值已达极限位移值的80%以上。

(2) 前序工序已完工并验收合格,二次衬砌作业的各项准备工作已符合要求,包括防水层、仰拱填充层等已施工完毕,隧道中线、高程及断面尺寸符合设计要求。

2. 衬砌台车

衬砌台车是隧道施工过程模筑二次衬砌中必须使用的专用设备,用于对隧道内壁的混凝土衬砌施工。衬砌台车是隧道施工过程中二次衬砌不可或缺的非标产品,主要有简易衬砌台车、全液压自动行走衬砌台车和网架式衬砌台车。全液压衬砌台车又可分为边顶拱式、全圆针梁式、底模针梁式、全圆穿行式等。边顶拱式衬砌台车应用最为普遍,常用于公路、铁路隧道及地下洞室的混凝土二次衬砌施工。

1) 简易拱架台车

简易拱架台车一般设计为钢拱架式,使用标准组合钢模板,可不设自动行走,采用外动力拖动,脱立模板全部为人工操作,劳动强度大。该类衬砌台车一般用于短隧道施工,特别是对于平面和空间几何形状复杂、工序转换频繁、工艺要求严格的隧道混凝土衬砌施工,其优越性更明显。如广惠高速公路小金口双连拱隧道,平面处在$R=300$m的圆曲线变化段,同时该隧道亦处在$R=3000$m的竖曲线上,而中墙又是直墙设计,出口15m由$R=5.5$m渐变为$R=7.5$m的喇叭结构,隧道钢筋混凝土二次衬砌采用简易式拱架台车设计,很好地解决了这些问题,同时成本较低。

2) 整体移动式衬砌台车

主要用于中长隧道施工中,对施工进度、混凝土表面质量要求较高。此类衬砌台车设计为整体钢模板、液压油缸脱立模,施工中靠丝杆千斤顶支撑,电动减速机自动行走或油缸步进式自动行走,全部采用混凝土输送泵车灌注,大部分衬砌台车为该类台车(图9-61)。

3) 网架式衬砌台车

网架式衬砌台车在结构上与传统衬砌台车相比作了较大改动。传统衬砌台车在施工中台车门架是受力件,它受的侧压力较大,随门架的刚度大小产生不等变形,且不宜在有较大横坡和纵坡的隧道内直接工作,对工作环境要求较高,否则将造成台车整体变形和损坏。台车定位简单,能快速调整到衬砌施工位置,节约了大量的人力物力,提高了工作效率,缩短了工作循环周期,相应地节约了工程成本。

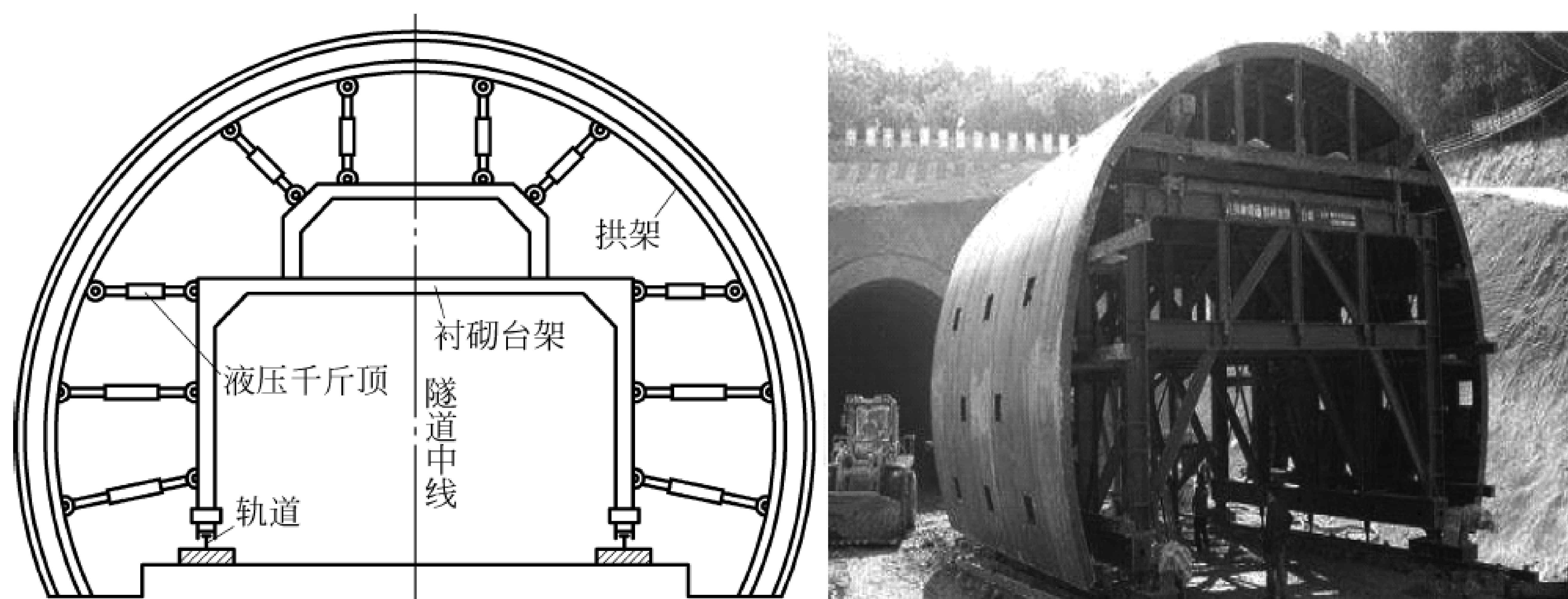


图 9-61 衬砌台车横断面和实际结构

3. 混凝土施工

1) 原材料和配合比

二次衬砌混凝土施工前,应对水泥、细骨料、粗骨料、拌制和养护用水、外加剂和掺合料等混凝土原材料进行检验,采用商品混凝土时,应要求供应单位提供相关合格检查报告。原材料或商品混凝土应满足规范要求:水泥一般采用硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥,水泥强度等级不应低于42.5MPa;二次衬砌混凝土抗渗等级:公路隧道要求不得低于P6,铁路隧道和地铁区间隧道抗渗等级不得低于P8。

2) 混凝土制备与运输

衬砌混凝土用量大、要求高,应采用自建大型混凝土拌合站或购置商品混凝土的方法保证混凝土质量。混凝土运输一般采用搅拌车运送混凝土,以防运输时间过长而离析或初凝。应尽量缩短途中运输的时间,一般不应超过45min。

3) 混凝土浇筑

二次衬砌混凝土施工顺序和要求(图9-62)是仰拱超前施工,墙、拱整体浇筑。边墙基础高度的位置设置水平施工缝时,应避开剪应力最大的截面。

(1) 混凝土浇筑施工:应分层、左右交替对称浇筑混凝土,每层浇筑厚度应小于0.5m,两侧高差控制在1.5m以内,输送软管管口至浇筑面垂距控制在2.0m以内,以防混凝土离析。浇筑过程要连续,避免停歇造成"冷缝",间歇时间超过1h,则按施工缝处理。当混凝土浇至作业窗下50cm时,应刮净窗口附近的脏物,涂刷脱模剂,窗口与面板接缝处涂腻子以保紧密结合,不漏浆。

(2) 混凝土振捣:振捣要插入式振动器捣固和高频振捣配合,保证混凝土密实。起拱线以下辅以木锤模外敲振和插入式振动器捣固,抑制混凝土表面的气泡产生。

(3) 衬砌混凝土封顶:隧道衬砌封顶时,应采用钢管压注法,选择合适的混凝土塌落度,从拱部的灌注口压注封顶。为了保证顶部混凝土与围岩紧贴密实,由封顶口倒退逐一泵送混凝土,混凝土泵应连续运转,输送管宜直,转弯宜缓,接头严密,泵送前润滑管道。在顶部衬砌时纵向每隔20m可预埋塑料注浆管,为后期衬砌病害或漏水的注浆处理提供便利。

(4) 拆模:拆模以最后一盘封顶混凝土试件现场试压达到的要求强度来控制,分两种

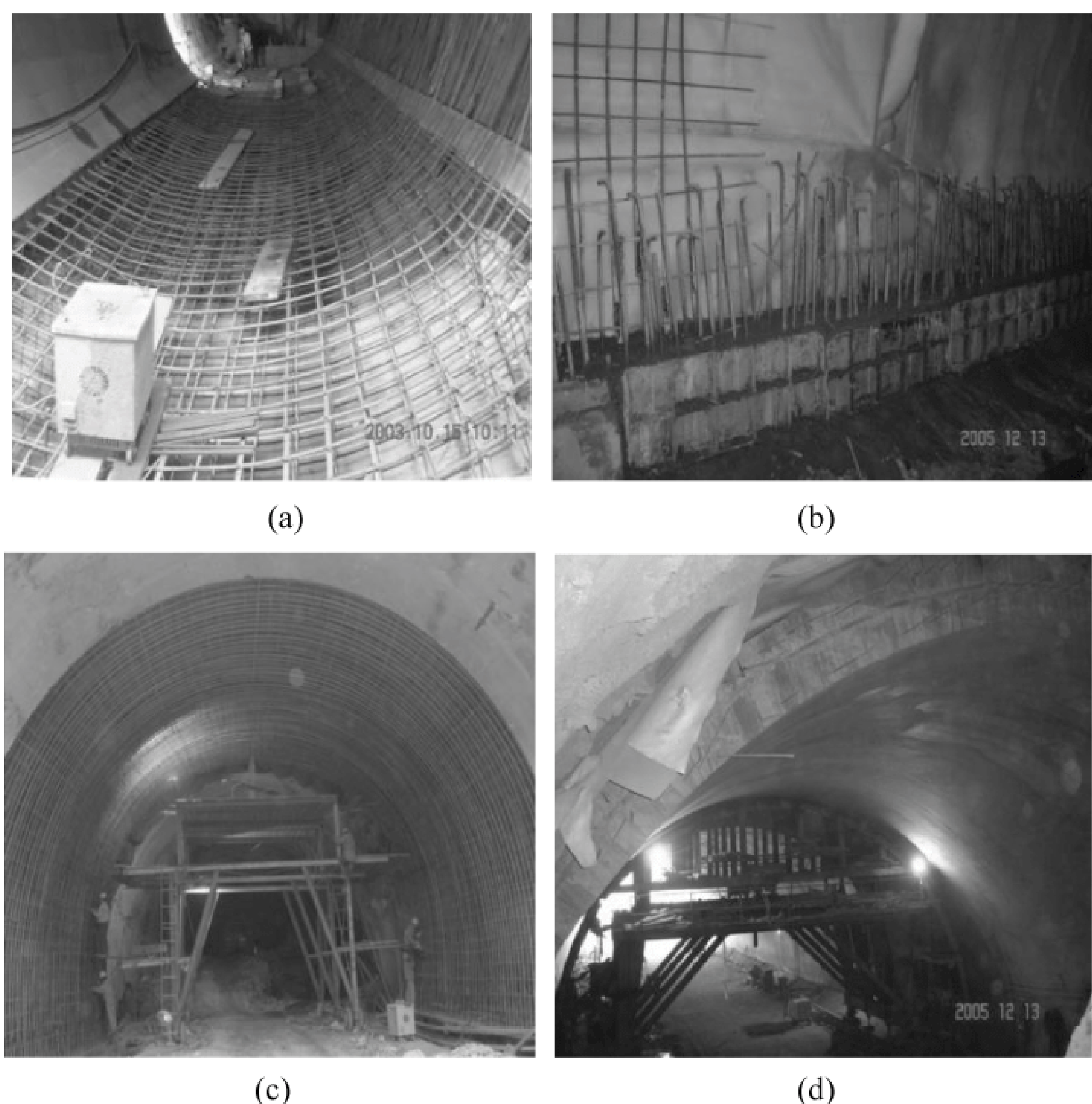


图9-62 二次衬砌施工过程
(a) 仰拱施工；(b) 边墙基础；(c) 边墙和拱部；(d) 完成的二次衬砌

情况处理：①初期支护稳定后施作的二次衬砌混凝土强度应达到8.0MPa以上；②初期支护未稳定，二次衬砌提前施作时，混凝土强度应达到设计强度的100%以上。拆模时，要求混凝土内部与表层、表层与环境之间的温差不得大于20℃，结构内、外侧表面温差不得大于15℃，混凝土内部开始降温前不得拆模。特殊情况下，应根据试验及监控测量结果确定拆模时间。

(5) 混凝土养护：拆模前，应用水冲洗模板外表面，拆模后用高压水喷淋混凝土表面，以降低水化热，养护期不少于14d。

9.5 施工辅助作业

为保证地铁和隧道结构暗挖施工的顺利进行而开展的其他作业措施称为施工辅助作业，包括施工通风和防尘、施工供水、施工供电和照明、高压空气等。

9.5.1 施工通风和防尘

采用暗挖法对地铁车站或隧道施工的过程中，凿岩、爆破、装渣运输、喷射混凝土等作业会产生高分贝噪声和大量的粉尘，释放大量的CO、CO_2、NO_2、SO_2、H_2S等有害气体。其中，粉尘是隧道空气污染的重要因素，其中的游离SiO_2对人体危害很大，施工人员长期吸入岩粉将会患硅肺病。隧道穿越煤层或某些地层，还会释放瓦斯等有害气体。洞内施工人员

要消耗氧气，呼出 CO_2 等。这些都会使地下工作环境的空气恶化，降低洞内施工效率，甚至造成安全事故。此外，温度和湿度相应升高。会对人体产生不良影响。

隧道施工通风的目的是向施工作业空间供给新鲜空气，排除有害气体、蒸气、粉尘和炮烟等有害物质，使工程内部空气的温度和相对湿度达到规定标准，保障施工安全和施工人员身心健康，从而提高劳动效率，实现快速施工。

经过良好的通风后，地下施工作业空间空气中有害物质的最高容许浓度、空气的温度、相对湿度和相应风速都应达到国家卫生标准。地铁和公路隧道设计规范中没有给出详细标准，《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)要求：施工作业环境必须满足以下职业健康及安全标准。

氧气的含量：按体积计不低于 20%；

有害气体：含游离 SiO_2 10%以上的粉尘浓度不得超过 $2mg/m^3$；CO 浓度不得大于 $30mg/m^3$。特殊情况下，施工人员需进入工作面时，CO 浓度不应高于 $100mg/m^3$，但工作时间不得大于 30min；CO_2 浓度按体积计不得大于 0.5%；SO_2 浓度不大于 $15mg/m^3$；H_2S 浓度不大于 $10mg/m^3$；氮氧化物 NO_x(换算成 NO_2)浓度不得大于 5mg/m。

温度：不超过 28℃；

噪声：不超过 90dB。

参考煤矿有关规范，隧道安全施工要求瓦斯最大允许浓度按体积计不得大于 0.5%。

1. 施工通风方法

施工通风方式应根据隧道的长度、掘进坑道的断面大小、施工方法和设备条件等诸多因素来确定，主要有自然通风和强制机械通风两类。其中，自然通风是利用洞室内外的温差或风压差来实现通风的一种方式，一般仅限于短直隧道，且受洞外气候条件的影响极大，多数隧道均应采用强制机械通风。

1) 机械通风方式分类

机械通风方式主要有管道通风和巷道通风两大类。

管道通风根据隧道内空气流向的不同，又可分为压入式、抽出式和混合式三种(图 9-63)。这些方式，根据通风风机(以下简称风机)的台数及其设置位置、风管的连接方法又分为集中供风和串联(或分散)供风；根据风管内的压力分为正压型和负压型。

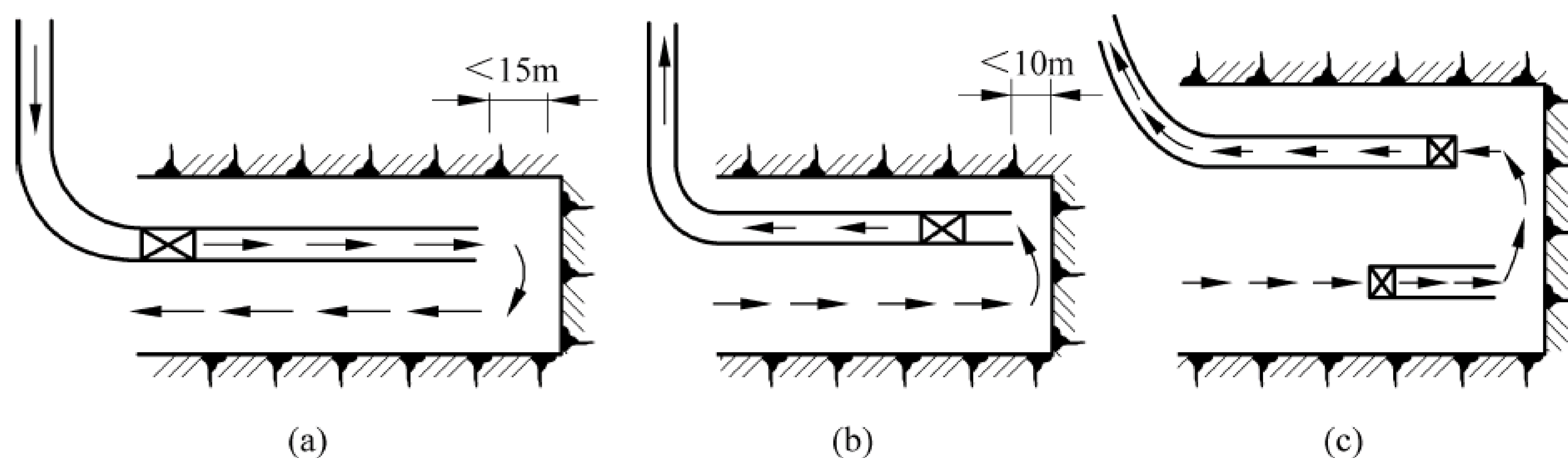


图 9-63 管道式通风

(a) 压入式；(b) 抽出式；(c) 混合式

巷道式通风是利用隧道本身(包括成洞、导坑及扩大地段)和辅助坑道(如平行导坑)组成主流和局部风流两个系统互相配合而达到通风目的的一种通风，如图 9-64 所示。

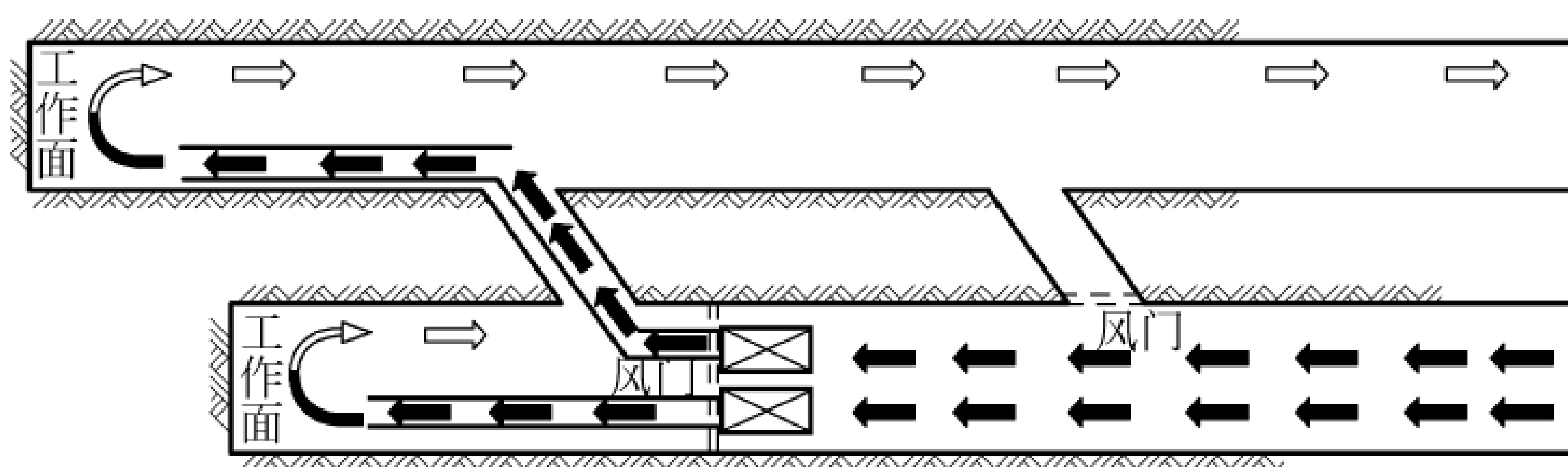


图 9-64 巷道式通风

2）通风方式的选择

通风方式应针对污染源的特性，尽量避免成洞地段的二次污染，且应有利于快速施工。因而，在选择通风方式时，应注意以下几点：自然通风因其影响因素较多，通风效果不稳定且不易控制，应尽量避免采用；压入式通风能将新鲜空气直接输送至工作面，利于施工，但污浊空气将流经整个坑道；吸出式通风排烟速度慢，且易在工作面形成炮烟停滞区，故一般很少单独使用；混合式通风集压入式和吸出式的优点于一身，但管路、风机增多，经济性不如压入式；平行导坑作巷道通风是解决长隧道施工通风的优选方案，但其通风效果取决于通风管理；在高瓦斯或瓦斯突出工区，应优先选用巷道式通风方式。

2. 施工通风设计

隧道掌子面所需风量应按工作面排出炮烟情况、隧道内最多工作人数、允许最低风速、瓦斯涌出量、内燃机废气稀释排出等因素综合计算确定。通风设计要求如下。

风量要求：隧道施工通风应能提供洞内各项作业所需最小风量，每人应供应新鲜空气 $3m^3/min$，采用内燃机械作业时，供风量不宜小于 $3m^3/(min \cdot kW)$。

风速要求：钻爆法施工的隧道，洞内施工通风的风速应满足全断面开挖时不应小于0.15m/s，分部开挖时不应小于0.25m/s；瓦斯隧道的微瓦斯、低瓦斯工区不应小于0.25m/s，高瓦斯工区、瓦斯突出工区宜适当加大最低风速。在瓦斯易于积聚处，应实施局部通风，消除瓦斯积聚的风速不应小于1m/s；掘进机隧道施工通风，工作面的风量应满足掘进机组设备散热、冷却、人员舒适度要求，且排尘最低风速不低于0.5m/s。

1）施工通风量计算

施工通风量一般按以下四个方面计算，并取其中最大的数值，再考虑漏风因素进行调整，并加备用系数后，作为选择风机的依据：

（1）按洞内同时工作的最多人数计算：

$$Q_1 = kmq \tag{9-7}$$

式中 Q_1——人数需风量，m^3/min；

k——风量备用系数，一般为1.1～1.2；

m——洞内同时最多人数；

q——每人每分钟需要的新鲜空气，按 $3m^3/min$ 计。

（2）按洞内允许最小风速计算：

$$Q_2 = 60vA \tag{9-8}$$

式中 Q_2——风速需风量，m^3/min；

v——洞内最小要求风速，按通风设计要求取值；

A——坑道开挖面积，m^2。

(3) 按内燃机作业废气稀释的需要来计算：

$$Q_3 = nS \tag{9-9}$$

式中 Q_3——内燃机需风量，m^3/min；

n——洞内同时使用内燃机作业的总功率，kW；

S——内燃机 1kW 所需风量，一般取 $3m^3/(min \cdot kW)$。

(4) 按同时爆破的最多炸药量计算：

巷道式通风方式中，

$$Q_4 = 5Gb/t \tag{9-10}$$

式中 Q_4——爆破需风量，m^3/min；

G——同时爆破炸药量，kg；

b——1kg 炸药折合成 CO 的体积，一般取 40L/kg；

t——爆破后的通风时间，min。

管道通风方式中，对于压入式，

$$Q_4 = \frac{7.8}{t}\sqrt[3]{GA^2L_{散}^2} \tag{9-11}$$

式中 $L_{散}$——爆破后炮烟的扩散长度，m；非电起爆为$(15+G)$，电雷管起爆为$(15+0.2G)$。

对于吸出式，

$$Q_4 = \frac{15}{t}\sqrt[3]{GAL_{散}} \tag{9-12}$$

对于混合式，

$$Q_{压} = \frac{7.8}{t}\sqrt[3]{GA^2L_{散}^2} \tag{9-13}$$

$$Q_{吸} = 1.3Q_{压} \tag{9-14}$$

式中 $Q_{压}$——压入风量；

$Q_{吸}$——吸入风量。

综合上述，通风需风量为

$$Q = \max\{Q_1、Q_2、Q_3、Q_4\}$$

2) 漏风计算

通风机考虑漏风损失的总供风量为

$$Q_{供} = PQ \tag{9-15}$$

式中 P——漏风系数。巷道通风，一般为 1.2～1.3；管道供风时，与风管材料、风管长度和风管直径有关。目前隧道施工通风一般采用 PVC 塑布软管，管径大于 1m，平均百米漏风率在 1%～2%之间，则漏风系数 $p=1/[(1-\beta)^{l/100}]$，l 为风管长度，β 一般为 0.013～0.015。

当海拔高度超过 1600m 时，还需考虑高原效应对风机供风量的影响，并进行风量修正：

$$Q_{高供} = \frac{100}{P_{海拔}} \tag{9-16}$$

式中 $P_{海拔}$——高原地区大气压(kPa),见表 9-15。

表 9-15 海拔高度与大气压 $P_{海拔}$ 的关系

海拔高度/m	1600	2000	2600	3000	3200	3400	3600	3800	4000	4400	5000
大气压/kPa	6.119	5.845	5.423	5.158	5.031	4.903	4.776	4.648	4.531	4.305	3.972

3) 风压计算

在通风过程中,风流沿途主要克服管道摩擦阻力 $h_{摩}$、局部阻力 $h_{局}$(断面变化、分岔、拐弯引起的阻力)和正面阻力 $h_{正}$(运输车辆阻塞引起的阻力)三种阻力,为保证将所需风量送到工作面前方,并达到规定的风速,必须保证通风机的风压足够克服上述阻力,因此,风机风压值 $h_{机}$ 应该满足下式:

$$h_{机} \geqslant h_{阻力} = \sum h_{摩} + \sum h_{局} + \sum h_{正} \tag{9-17}$$

各种阻力的计算请参考有关书籍和标准。

4) 风机选择

通风设备的选择是影响隧道洞内通风效果的关键所在,隧道洞内所需要的最大通风量是选择通风设备的控制因素,而通风机工作全风压和工作风量是通风机选择比较重要的两个因素。风机有两大类:轴流式和离心式。工程施工中常用一种特殊的轴流风机——射流风机,风机通常悬挂在隧道顶部,或安装在隧道侧壁上,将隧道本身作为风道,风机工作时,能从给定的能量中产生较高的推力。隧道中空气的一部分被风机吸入,经叶轮做功后,由风机出口高速喷出,带动空气流动,达到排除隧道内污染空气的目的(图 9-65)。选择风机时,按 $1.1Q_{供}$(系数 1.1 是考虑风机供风量的储备,选用较大供风量的风机)及 $h_{机}$ 选择风机型号。



图 9-65 施工通风用射流式风机

3. 施工防尘措施

隧道施工中采取的防尘措施是综合性的,即将湿式凿岩、机械通风、喷雾洒水和个人防护相结合,综合防尘。

湿式凿岩就是在钻眼过程中利用高压水湿润粉尘,使其成为岩浆流出炮眼,即可防止岩粉飞扬。根据现场测定,这种方法可降低粉尘达 80%。目前,我国生产并使用的各类风钻都有给水装置,使用方便。

机械通风可以稀释隧道内的有害气体浓度,给施工人员提供足够的新鲜空气,也是防尘的基本方法。

喷雾一般是爆破时实施的,主要是防止爆破中产生粉尘过大。洒水是降低粉尘浓度的简单而有效的措施,即使在通风较好的情况下,仍然需要洒水降尘。因为单纯加强通风,还会吹干湿润的粉尘而重新飞扬。对渣堆洒水时,必须分层洒透,一般每吨岩石洒水的耗水量为 10~20L,效果较好。

施工作业人员应做好个人防护,采取佩戴防护口罩等措施以防止吸入粉尘。

9.5.2 施工供水

1. 估算用水量

施工用水量包括机械用水、人员用水和消防用水所需的耗水量。

1）施工用水量

施工用水与工程规模、机械化程度、施工进度、人员数量和气候条件等有关，因而变化幅度较大，很难精确估计。一般根据以往经验确定，可参考表 9-16 估算一昼夜的总用水量。

表 9-16 隧道施工用水量估算表

用　途	单　位	耗 水 量	说　明
凿岩机用水	t/(h·台)	0.20	—
喷雾洒水用水	t/(min·台)	0.03	每次放炮后喷雾 30min
衬砌用水	t/h	1.50	包括混凝土拌合、养生和洗石等用水
空压机用水	t/(d·台)	5.00	其中大部分可考虑循环使用

2）生活用水

生活用水量一般可按生产工人平均使用 0.1～0.15m^3/d、非生产工人平均使用 0.08～0.12m^3/d 进行估算。

3）消防用水

由于施工工地住房为临时住房，相应标准较低，除应按消防要求在设计、施工及临时住房布置等方面做好防火工作外，还应按临时房屋每 3000m^2 消防耗水量 15～20L/s、灭火时间为 0.5～1h 计算消防用水量，以防不测。

2. 选择水源和供水方式

隧道施工常用的水源有高山自然水、山上泉水、河水、钻井抽水、洞内地下水源等，应根据工程的实际情况选用水源。供水方式主要根据水源实际情况选定，将水源的水自流引导或采用机械提升到蓄水池储蓄。蓄水池一般修建在洞口附近上方，但应避免设在隧道顶上或其他可危及隧道安全的部位。水池可采用砌筑、修建水塔或用钢板焊接水箱等方式，水池的容积大小应与抽水设备、集中用水量相配合，并应有一定的储备量，以满足施工的需要。当采用机械或部分机械提升时，应备有抽水机，修建临时抽水泵房，并通过水管送达使用地点。在高寒山区及缺水地区，可采用汽车安装水箱运水，或通过分级抽水长距离管路供水。

9.5.3 施工供电和照明

1. 估算施工总用电量

施工总用电量可按如下两种方法进行估算：

1）同时考虑施工现场的动力和照明

$$S_{总} = K\left(\frac{\sum P_1 K_1}{\eta\cos\phi}K_2 + \sum P_2 K_3\right) \tag{9-18}$$

式中 $S_{总}$——施工总用电量，kV·A；

K——备用系数，一般取 1.05～1.10；

$\sum P_1$——整个工地动力设备的额定输出功率总和，kW；

$\sum P_2$——整个工地照明用电量总和，kW；

η——动力设备的平均效率，采用 0.83～0.88；通常取 0.85 进行计算；

$\cos\phi$——平均功率因数，采用 0.5～0.7；

K_1——动力设备同时使用系数，通风机的同时用电系数为 0.8～0.9，施工电动机械同时用电系数为 0.65～0.75，当采用大型用电设备(如掘进机)时，可取 1.0；

K_2——动力负荷系数，主要考虑不同类型设备带负荷工作时的情况，一般取 0.75～1.00；

K_3——照明设备同时使用系数，一般可取 0.6～0.9。

2) 只考虑动力负荷

当照明用电相对于动力用电而言所占比例较少时，为简化计算，可在动力用电量之外再加 10%～20%作为总用电量，公式如下：

$$S_{动} = \frac{\sum P_i}{\eta\cos\phi}K_1K_2 \tag{9-19}$$

$$S_{总} = (1.1 \sim 1.2)S_{动} \tag{9-20}$$

式中 $S_{动}$——现场动力设备所需的用电量；

其他符号同上。

2. 供电方式和要求

供电方式可采用自设发电站供电或利用地方电网供电。一般只有在地方供电不能满足施工用电需要，或施工现场距离地方电网太远时，才采用自设发电站供电。根据估算的施工总用电量选择变压器，其容量应等于或稍大于施工总用电量，在实际使用时，以变压器承受的用电负荷达到额定容量的 60%左右为佳。变压器位置应设在便于运输、运行、检修以及地基稳固、安全可靠的地方。地下洞室施工供电电压一般采用三相四线，动力机械的电压标准是 380V，照明可采用 220V，手持电动工具按输出电压 36V、32V、24V、12V 四个等级给定。

3. 施工照明

隧道施工一般采用电灯照明，也可采用低压卤钨灯、高压钠灯、钪钠灯、钠铊铟灯、镝灯等光源，要求光线充足、均匀。隧道各种工作地段的照明标准和要求见表 9-17。

表 9-17 照明标准

工 作 地 段	最低平均亮度/lx
施工作业面	30
开挖地段和作业地段	10
运输巷道	6
特殊作业地段或不安全因素较多地段	15
成洞地段	4
竖井内	8

9.5.4 高压空气

在隧道施工中，以压缩空气为动力的风动机具主要有凿岩机、风钻台车、装渣机、混凝土喷射机、钢钎机、压浆机等。要保证这些机具的正常工作，需要有足够的压缩空气供应，既要有足够的风量和风压供应给各个机具，还应尽量减少压缩空气在管路输送中的风压和风量损失，以达到保证风动机具正常工作、降低能耗、节约能源和保证施工质量的目的。

1. 计算空压机的供风能力

空压机的供风能力取决于耗风量的大小，并考虑一定的备用系数。耗风量应包括隧道内同时工作的各种风动机具的生产耗风量以及由储气筒到风动机具沿途的损失。空压机站的供风能力 $Q(\mathrm{m^3/min})$ 可用下式来计算：

$$Q=(1+K_{备})\left(\sum qK+q_{漏}\right)k_{\mathrm{m}} \tag{9-21}$$

式中 $K_{备}$——空压机的备用系数，一般取 75%～90%；

$\sum q$——风动机具所需风量，$\mathrm{m^3/min}$，可查阅风动机具性能表；

K——同时工作系数，见表 9-18；

k_{m}——空压机所处海拔高度对空压机供风能力的影响系数，见表 9-19；

$q_{漏}$——管路及附件的漏耗损失，$\mathrm{m^3/min}$，其值为 $q_{漏}=\alpha\sum L$。α 为每公里漏风量，平均为 1.5～2.0$\mathrm{m^3/min}$；L 为风管总长，km。

表 9-18 同时工作系数

机具类型	凿岩机		装渣机		锻钎机	
同时工作台数	1～10	11～30	1～2	3～4	1～2	3～4
K	0.85～1.00	0.75～0.85	0.75～1.00	0.50～0.70	0.75～1.00	0.50～0.65

表 9-19 海拔高度影响系数 k_{m}

海拔高度/m	0	305	610	914	1219	1524	1829	2134	2438	2743	3048	3658	4572
k_{m}	1.00	1.03	1.07	1.10	1.14	1.17	1.20	1.23	1.26	1.29	1.32	1.37	1.43

2. 空压机和风管的选择

应根据计算确定空压机站的供风能力，选择合适的空压机和适当容量的储风筒。当一台空压机不能满足供风需要时，可选择多台空压机组成空压机组，为便于操作和维修，宜采用同类型的空压机。空压机一般分有电力和内燃两类，一般短隧道采用内燃空压机，长隧道采用电动空压机。为保证工作风压，钢管型高压风管终端的风压不得小于0.6MPa，胶皮风管输送至风动机具的工作风压不得小于0.5MPa，且应尽量缩短其使用的长度。

思考题

1. 简述施工准备的主要内容。
2. 简述地下工程主要施工方法其适用条件。
3. 简述新奥法的定义、施工要点和主要作业。
4. 简述隧道基本作业和辅助作业的主要内容。
5. 简述炮眼的分类及其作用,光面爆破、预裂爆破的区别与联系。
6. 简述复合式衬砌初期支护类型、组成及施工要点。
7. 简述监控测量必测项目。
8. 二次衬砌施作有哪些条件?
9. 简述施工通风的目的和分类。

<<< 第10章

地铁隧道运营环境设计与维护

10.1　运营通风设计

无论在地铁、铁路隧道，还是在公路隧道运营中，由于会产生各种有毒有害物质，而且设备及人员散热导致洞内运营地点的温度和湿度不断升高，因而必须源源不断地对洞内供给一定数量的新鲜空气，也就是必须进行运营通风。这样才能排除有害气体，改善隧道运营时的空气质量，使之达到有利于人体散热的工作环境，进而提高隧道运营效果。良好的通风是地铁隧道运营的重要前提条件，也是保护人员身心健康、提高运行效率的必要条件。因此，隧道运营通风是改善隧道内环境的主要措施和方法。

10.1.1　地铁环控通风设计

1. 地铁通风目的

在兴建城市地铁初期就必须考虑其相关因素，设计一个合理的地下环控系统，这对保证地铁正常运营，控制洞体温升，为乘客提供适宜的乘车环境是非常重要的。

地铁的环控系统主要是指地铁的通风及空调系统。一般来说，地铁通风及空调系统主要用于解决车站、区间隧道等的通风空调问题。

地铁系统通风空调所需的通风量需根据地铁系统空气中的有害物质来确定，有害物质有以下几种类型。

(1) 余热量：地铁系统内列车、人员和设备产生的全部热量被周围地层吸收后剩余的热量。规范要求地铁区间隧道最高温度不得高于33℃，冬季空气平均温度应低于地层自然温度，但最低温度不应低于5℃。车站温度不应超过30℃，站台温度低于站厅1～2℃，公共区冬季空气温度应低于地层自然温度，但最低温度不小于12℃。

(2) 较高的相对湿度：地铁车站相对湿度在40%～70%时，人体感觉较为舒适。

(3) 二氧化碳气体：地铁区间隧道和车站日平均浓度应小于1.5‰。

(4) 含尘量：车站公共区、车站设备与管理用房内空气中可吸入颗粒物的日平均浓度应小于0.25mg/m^3。

2. 地铁通风设计

根据上述有害物质的含量进行通风量的计算时，应考虑以下影响因素。

1）地铁沿线的水文地质条件

当地铁结构物位于地下水位以下时，地下水在衬砌周围形成了一个“水冷套”，能吸收地铁系统中散发的部分热量。若地铁结构物位于地下水位以上的地层中，而一般地铁通风不能将地铁内散发的剩余热量全部排除，则地铁周围的地层温度将逐渐升高。

2）地铁系统周围地层的温度

在地铁的设计中，应根据隧道顶面的埋深来确定隧道周围的地层温度。一般当隧道顶面埋深超过 10m 时，可认为地层温度是常年不变的，因此，可以此作为初始地温来计算地温的影响。当隧道顶面埋深小于 10m 时，则认为其受太阳热辐射的影响后温度是变化的。

地铁产热有以下来源：列车产热量是地铁余热的主要构成部分；照明产热量；人员产热量的来源包括车站人员和列车人员；动力设备产热量；洞壁吸放热量。地铁系统内洞壁的吸热与放热取决于隧道周围地层的温度，当地铁系统内的空气温度大于洞壁表面温度时，其洞壁吸热。当地铁系统内空气温度小于洞壁温度时，其洞壁放热。

在地铁通风量的计算中，消除余热所需的通风量最大。因此，地铁通风一般都按消除余热来计算通风量。通风量除满足消除余热的要求外，还应满足如下要求：每个旅客每小时需供应的新鲜空气量不应小于 12.6m^3，且系统的新风量不应少于总送风量的 10%。通风系统开始运行时，每个旅客每小时新鲜空气量不应小于 30m^3。在满足通风量需求的情况下，站台和站厅的瞬时风速不宜大于 5m/s。

此外，在地铁通风设计中，还应该考虑事故通风量的需求，事故通风包括火灾通风和阻塞情况下的通风，通常情况下，火灾通风需求大于阻塞通风需求。按火灾通风设计时，车站的站台和站厅排烟通风量应按每分钟每平方米建筑面积为 1m^3 计算。排烟设备按同时排除两个或两个以上防烟分区的烟量配置，每个防烟分区的建筑面积不宜超过 750m^2。在布置风道时，应按排烟口的风速不大于 10m/s 设计，排烟干管采用金属管道时，管道内的风速不应大于 20m/s；采用非金属管道时，管道内的风速不应大于 15m/s。区间隧道火灾的排烟通风量，按单洞区间隧道断面的排烟流速不小于 2m/s 计算，但风速不得大于 11m/s。

在地铁的通风系统设计中，一般情况下应统一考虑正常通风与事故情况下的通风系统，尽量共用一个系统。这样既可节约投资，又不使设备长期搁置。共用系统主要依靠调整各种阀门的开与关来控制，其系统风量取正常的排热通风量与事故通风量二者的较大值。

3. 地铁通风方式

地铁通风的主要方式有风道和风亭。在地铁风道通风中，一般均为机械通风。但是，当该风机既负责车站的均匀送风或排风，又兼顾区间纵向通风时，尚需增加相应的管道连接及阀门布置的空间，如果通风系统考虑空调或送冷风时，还应增加相应的制冷设备的机房面积。区间隧道正常通风应采用活塞通风，当活塞通风不能满足排除余热要求，布置活塞风道有困难，或隧道连续长度大于 300m 时，应设置机械通风系统和机械防烟、排烟设施。风亭位置主要结合城市规划、周围环境及卫生标准的要求距离来确定。

10.1.2 公路隧道运营通风设计

1. 隧道通风设计标准

公路隧道内废气的有害物质主要有 CO 和 NO_2，其他有害物质还有铝、磷化物、硫等；

此外，柴油车排出的烟以及汽车通行时携带的尘土和卷起的尘埃也会影响司机的行车视距，进而影响行车安全。

公路隧道通风设计中，对于有污染的空气，主要有三个稀释标准：

安全标准：应以稀释机动车排放的烟尘为主，必要时可考虑稀释机动车带来的粉尘污染。

卫生标准：稀释机动车排放的 CO 为主，必要时可考虑稀释 NO_2。

舒适性标准：应以换气稀释机动车带来的异味为主，必要时可考虑稀释富余热量。

1）CO 和 NO_2 设计浓度

有害气体浓度(cm^3/m^3)：单位体积被污染空气中含有害气体的体积。

$$\delta_{CO} = \frac{V_{CO}}{V_{空气}} \tag{10-1}$$

表 10-1 给出了有害气体对人体的危害。

表 10-1 有害气体浓度对人体的危害

有害气体	浓度/(cm^3/m^3)	吸入时间及症状
CO	50	允许的暴露浓度，可暴露 8h
	200	2～3h 内可能会导致轻微的前额头痛
	400	1～2h 后前额头痛并呕吐，2.2～3.5h 后眩晕
	800	45min 内头痛、头晕、呕吐，2h 内昏迷，可能死亡
	1600	20min 内头痛、头晕、呕吐。1h 内昏迷并死亡
	3200	5～10min 内头痛、头晕，30min 无知觉，有死亡危险
	6400	1～2min 内头痛、头晕，10～15min 无知觉，有死亡危险
	12800	马上无知觉。1～3min 内有死亡危险
NO_2	0.2～1.0	可察觉的有刺激的酸味
	1	允许的暴露浓度
	5～10	对鼻子和喉部有刺激
	20	对眼睛有刺激
	50	30min 内最大的暴露浓度
	100～200	肺部有压迫感，急性支气管炎，暴露稍长一会将引起死亡

在公路隧道中，CO 和 NO_2 设计浓度规定如下：正常交通时，隧道内 CO 设计浓度如表 10-2 所示。交通阻滞时，隧道内 CO 设计浓度可取 $150cm^3/m^3$，同时经历时间不宜超过 20min。隧道内 20min 内的平均 NO_2 设计浓度可取 $1.0cm^3/m^3$。人车混合通行的隧道，CO 设计浓度不应大于 $70cm^3/m^3$，隧道内 60min 内的平均 NO_2 设计浓度可取 $0.2cm^3/m^3$。隧道养护维修时，隧道作业段空气的 CO 允许浓度不应大于 $30cm^3/m^3$，NO_2 允许浓度不应大于 $0.2cm^3/m^3$。

表 10-2 正常情况隧道内 CO 设计浓度

隧道长度/m	≤1000	>3000
δ_{CO}(cm^3/m^3)	150	100

2）烟雾设计浓度

烟雾浓度通过测定光线在烟雾中的透过率来表示。透过率是光线在污染空气中的透过

量与在洁净空气中的透过量之比。

$$\tau = \frac{E}{E_0} \tag{10-2}$$

式中 E——同一光源的光通过污染空气后的照度；

E_0——同一光源的光通过洁净空气后的照度。

则烟雾浓度 k 为

$$k = -\frac{1}{l}\ln\tau(m^{-1}) = -\frac{1}{100}\ln\tau(m^{-2}) \tag{10-3}$$

式中 τ——光源光穿过 1m 厚的容许透光率；

$l=100$。

当烟雾浓度、透过率($l=100$m)和车速不同时，对舒适程度的影响不同，表 10-3 是行车速度为 40km/h 时，司机对舒适水平的主观评价。

表 10-3 司机对烟雾浓度的舒适度评价

烟雾浓度 k/m^{-1}	$l=100$m 处的透过率 $\tau_{100}/\%$	舒适水平主观评价
0.0050～0.0030	60	洞内空气清洁
0.0070～0.0075	50	洞内空气有轻雾
0.0090	40	洞内空气呈雾状
0.0120	30	很不舒服，但尚有安全停车视距要求的能见度

烟雾设计浓度不但与车速或安全停车视距有关，而且与洞内亮度、光源有关(表 10-4)。当烟雾浓度达到 $0.012m^{-1}$时，应考虑采取交通管制等措施；隧道内养护维修时，烟雾浓度不应大于 $0.003m^{-1}$。

表 10-4 设计速度-路面亮度-烟雾浓度的关系

设计速度/(km/h)	100	80	60	40
路面平均亮度/(cd/m^2)	9.0	4.5	2.5	1.5
烟雾浓度 k/m^{-1}	0.0069	0.0070	0.0075	0.0090

采用显色指数 $33 \leqslant R_a \leqslant 60$、相关色温 2000～3000K 的钠光源，或采用显色指数 $R_a \geqslant 65$、相关色温 3300～6000K 的荧光灯、LED 灯等光源时，烟雾设计浓度 k 应按表 10-5 取值。

表 10-5 光源类别-设计速度-烟雾浓度取值

光源类别	项目	设计速度				
		$V \geqslant 90$	$60 \leqslant V < 90$	$50 \leqslant V < 60$	$30 < V < 50$	$V \leqslant 30$
钠光源	烟雾设计浓度 k/m^{-1}	0.0065	0.0070	0.0075	0.0090	0.0120*
荧光灯、LED 灯	烟雾设计浓度 k/m^{-1}	0.0050	0.0065	0.0070	0.0075	0.0120*

注：* 为采取交通管制或关闭隧道等措施。

3) 其他有害物质

(1) 氮氧化物：柴油机主要排放的有害物质，据调查，平均浓度为 $20mg/m^3$，接触

45min，只有少数人出现不适感，当平均浓度为 55mg/m³ 时，全部人员有不适感。

（2）丙烯醛：一种无色挥发性液体，对眼睛、呼吸道黏膜有剧烈刺激作用，如流泪等。

（3）二氧化硫：具有强烈刺激性气味的气体，进入呼吸道后形成硫酸和亚硫酸，引起各种炎症。

上述有害物质的含量与 CO 和烟雾含量相比较小。

2. 公路隧道通风量计算

在公路隧道通风设计中，机动车的有害气体排放量是影响通风系统规模的一个重要因素。机动车尾气排放量是以各设计目标年份对应的交通量 N 以及有害气体基准排放量 q 为主要参数来计算的。q 一般以 2000 年为起点，按每年 2%的递减率计算至设计目标年份获得的排放量，作为隧道通风设计目标年份的基准排放量，最大折减年限不超过 30 年。

在需风量计算中，设计小时交通量以及相对应的机动车有害气体排放量均应与各设计目标年份相匹配。需风量与交通通风力和机动车运行速度有关，确定需风量时，应对稀释烟尘、CO 按隧道设计速度以下各工况车速 10km/h 为一挡分别进行计算，并计算交通阻滞和换气的需风量，取较大值作为设计需风量。

1）稀释烟尘需风量

稀释烟尘需风量计算公式如下：

$$Q_{\mathrm{req(VI)}} = \frac{Q_{\mathrm{VI}}}{k} \tag{10-4}$$

式中 $Q_{\mathrm{req(VI)}}$——稀释烟尘的需风量，$\mathrm{m^3/s}$；

Q_{VI}——隧道烟尘排放量，$\mathrm{m^3/s}$，参照公路隧道通风设计细则有关公式计算；

k——设计烟尘浓度，按前述规定取值。

2）稀释 CO 需风量

稀释 CO 的需风量按下式计算：

$$Q_{\mathrm{req(CO)}} = \frac{Q_{\mathrm{CO}}}{\delta} \cdot \frac{p_0}{p} \cdot \frac{\tau}{\tau_0} \cdot 10^6 \tag{10-5}$$

式中 $Q_{\mathrm{req(CO)}}$——隧道稀释 CO 的需风量，$\mathrm{m^3/s}$；

Q_{CO}——隧道 CO 排放量，$\mathrm{m^3/s}$，参照公路隧道通风设计细则有关公式计算；

δ——CO 浓度；

p_0——标准大气压，取 101.325kN/m²；

p——隧道所在位置的大气压，kN/m²；

T_0——标准气温，取 273K；

T——隧道所在位置夏季气温，K。

3）隧道换气需风量

隧道换气需风量按下式计算：

$$Q_{\mathrm{req(ac)}} = \frac{ALn}{3600} \tag{10-6}$$

采用纵向式通风的隧道时，换气需风量应按式（10-6）和式（10-7）计算值大者作为隧道空间不间断换气的需风量：

$$Q_{req(ac)} = Av \tag{10-7}$$

式中 $Q_{req(ac)}$——为隧道换气需风量，m^3/s；

A——隧道净空断面面积，m^2；

L——隧道长度，m；

n——隧道最小换气频率，隧道空间最小换气频率不应低于 3 次/h。

v——隧道换气风速，隧道换气风速不低于 1.5m/s。

综合以上计算，隧道设计需风量取上述三者的最大值：

$$Q_{req} = \max\{Q_{req(CO)}, Q_{req(VI)}, Q_{req(ac)}\}$$

3. 隧道通风方式和风速要求

隧道内良好的空气状态是行车安全的必要条件，通风是为了把隧道内的有害气体或污染物质的浓度降至允许浓度以下，以保证汽车行驶的安全性和舒适性，同时有利于隧道内的维修、养护人员的身体健康。隧道通风方式很多，选择时考虑的最主要因素是隧道长度和交通条件，还要考虑气象、环境、地形以及地质等条件，从而选择既有效又经济的通风方式(图 10-1)。

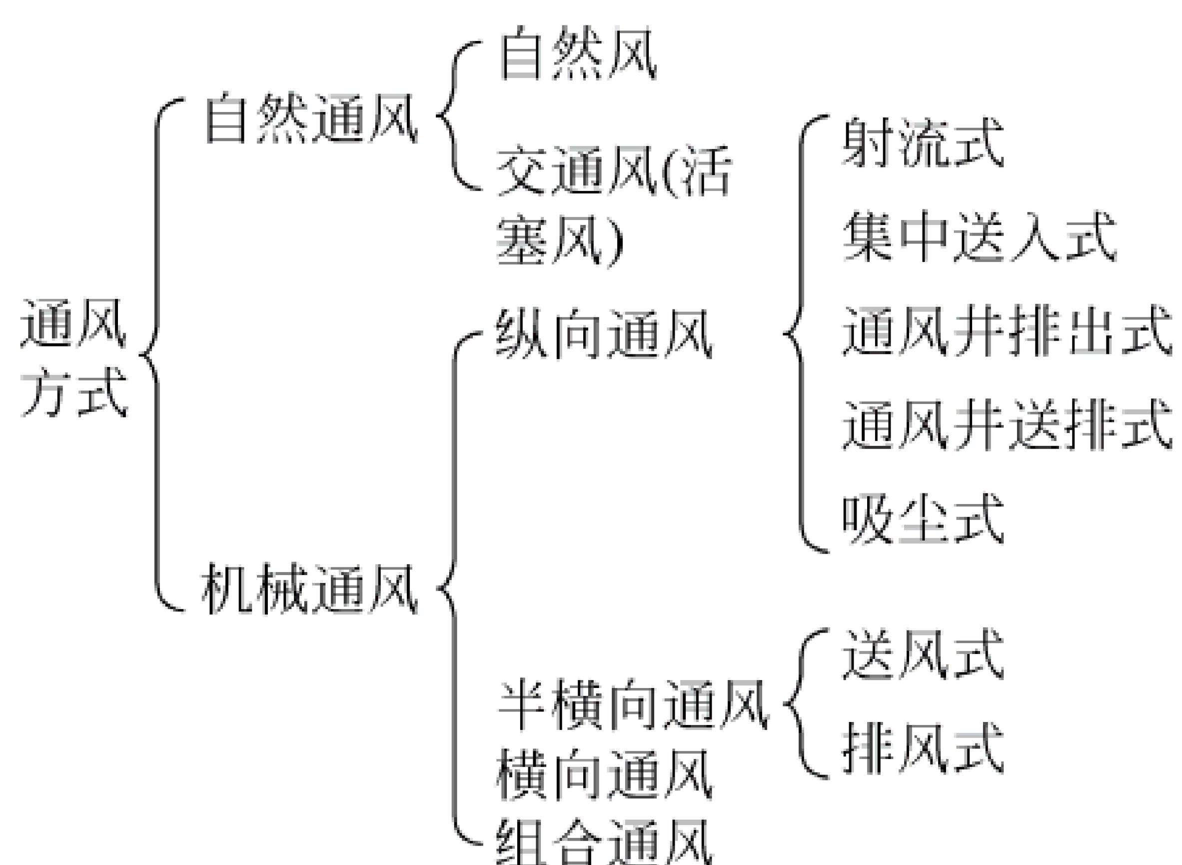


图 10-1 通风方式分类

1）自然通风

自然通风是指不用风机设备、全部依靠汽车的活塞风与自然风的作用，将有害气体和烟尘从隧道内排出。活塞风是指隧道内气流在车辆的带动下产生流动风。自然风是空气自由流动产生的风。若隧道的自然风向与汽车行驶方向相同，自然风是助力作用，排除有害气体的时间较快；若自然风向与汽车行驶方向相反，自然风起阻力作用，排除隧道内有害气体需时较长。自然风对单向交通的影响较小，一般可根据掌握的气象资料，通过计算评价自然通风的效果；但双向交通隧道的情况较为复杂，自然通风对部分行驶的汽车是助力作用，而对其他汽车则起阻力作用，两部分汽车的比例较难确定，再加上自然风的不稳定性，更使自然通风较为复杂，因此，对于双向交通的隧道，除长度很短或已知自然风较固定且风速较大时，一般不考虑自然通风的作用。

《公路隧道通风设计细则》(JTG/T D702-02—2014)根据隧道长度和设计交通流量给出了自然通风与机械通风的设置条件：

双向交通隧道： $LN \geqslant 6\times10^5$

单向交通隧道： $LN \geqslant 2\times10^6$

式中 L——隧道长度，m；

N——设计交通流量，辆/h。

2）机械通风

机械通风分为纵向式通风、半横向式通风、全横向式通风、混合式通风。

(1) 纵向式通风又分为纵向射流式通风、集中送入式纵向通风、通风井排出式纵向通风、通风井送排式纵向通风和吸尘式纵向通风。

纵向射流式通风是从一个洞口引进新鲜空气，通过另一个洞口排出污染空气的方式。

空气污染程度由入口向出口方向呈线性增加，即入口处污染浓度最小，出口内侧污染浓度最大。在同一个断面上设置1～2台风机，风机的纵向间距为70m左右，风机距洞口的距离可长些，可取100m，适用于长度1km以下的双向交通隧道和2km左右单向交通隧道。对于双向交通隧道，上、下行的交通量比值不断变化，但气流具有一定的惯性，为了减小交通量变化的影响，风机的供风量应考虑一定的备用系数（一般取1.2）。射流风机应安装当在限界以外，且喷出的气流对交通无不良影响，如图10-2所示。

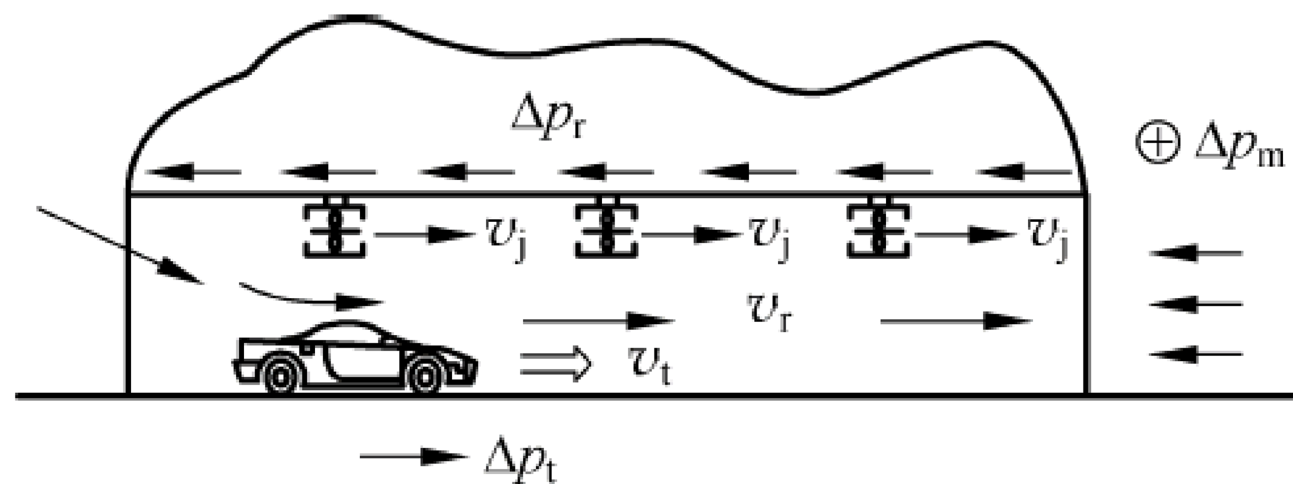


图10-2 纵向射流式通风

集中送入式纵向通风方式是将较大功率轴流风机布置在隧道洞口附近，其喷流方向与交通方向一致。其工作原理与射流风机基本一致，由于该方式在隧道内存在大风量高速喷流风速，因此一般适用于单向交通隧道，在我国应用较少，如图10-3所示。

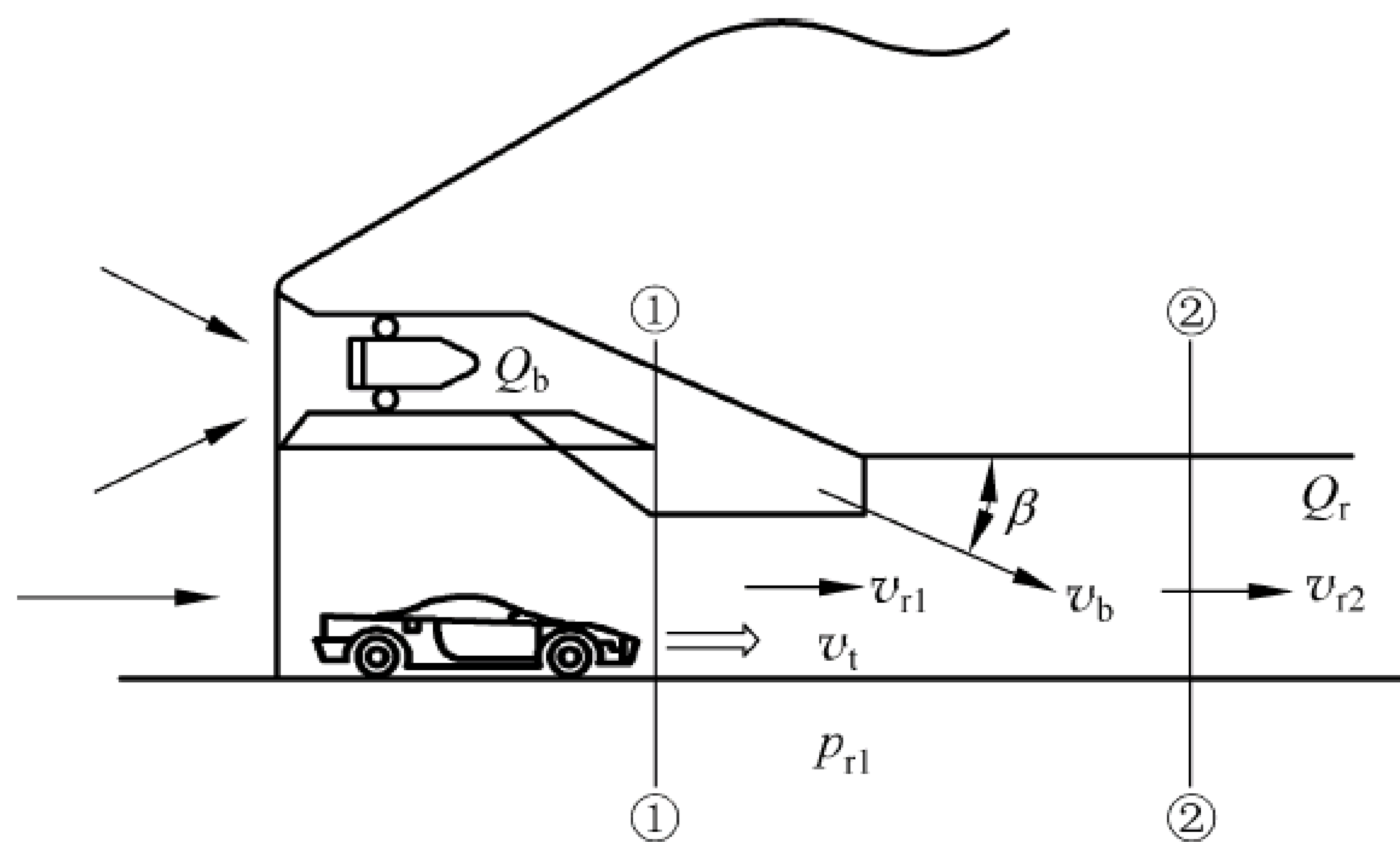


图10-3 集中送入式纵向式通风

通风井排出式纵向通风是最简单的通风方式，当自然通风不满足时，可用机械通风予以补充。但隧道过长时，该方法不经济，设置竖井就可以弥补这个缺点。竖井通风方式多用于双向交通隧道，竖井一般设置在隧道中间，当受地形条件限制很难刚好在中间设置竖井时，将会出现两端通风阻力不等，这就需要用射流通风机平衡两段压力，使其在竖井底部进风口处的负压达到需要的平衡状态，从而使两段的需风量满足要求，如图10-4所示。

通风井送排式纵向通风是通过排风井排除隧道内污染空气，并通过送风井送入新风的纵向通风方式，以达到排出污染气体同时送入新鲜气体的目的，适用于特长公路隧道通风和近期交通量较小的双向隧道（图10-5）。

对于特长隧道，如果在隧道内适当位置（一处或多处）设置吸尘装置滤除汽车尾排有害气体中的烟尘，就可以取消或减少通风井，增加纵向通风方式的适用性，这类通风方式即为吸尘式纵向通风。采用吸尘式纵向通风方式的隧道应设置其他的火灾排烟设施（图10-6）。

（2）半横向式通风的隧道内污染物浓度较为均匀，其方式有送入式和排除式。送入式是半横向通风的常用形式，新鲜空气经送风管直接吹向汽车的排气孔高度附近，直接稀释空

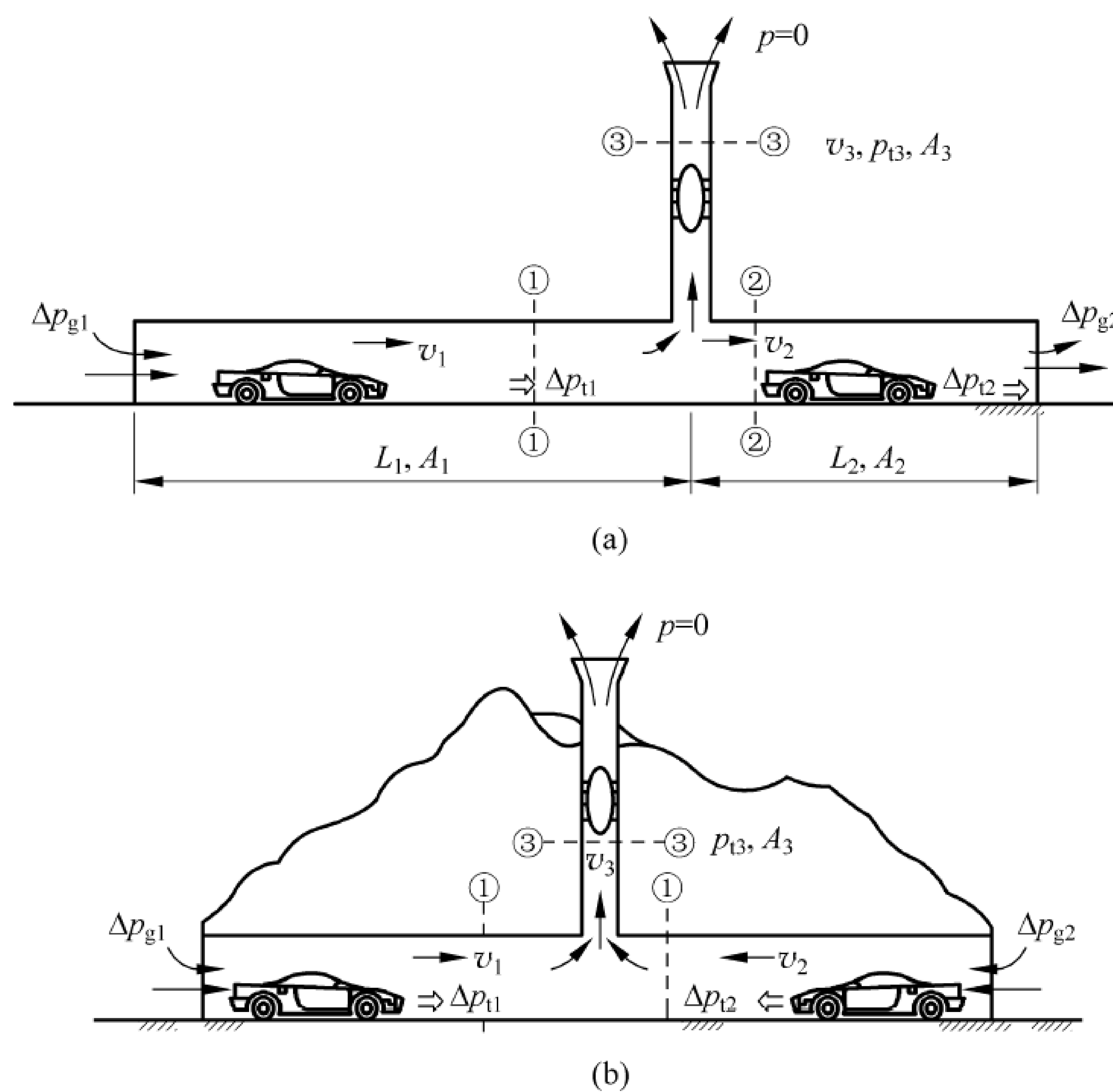


图 10-4 通风井排出式纵向通风

（a）单向交通隧道；（b）双向交通隧道

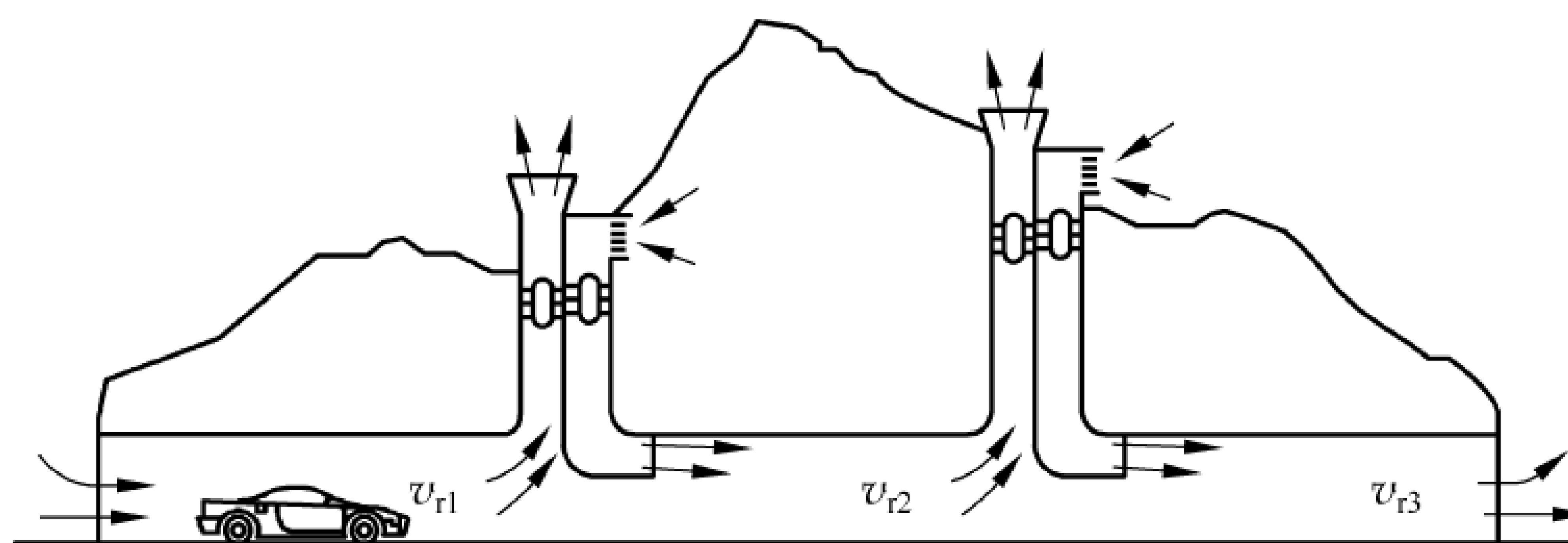


图 10-5 通风井送排式纵向通风

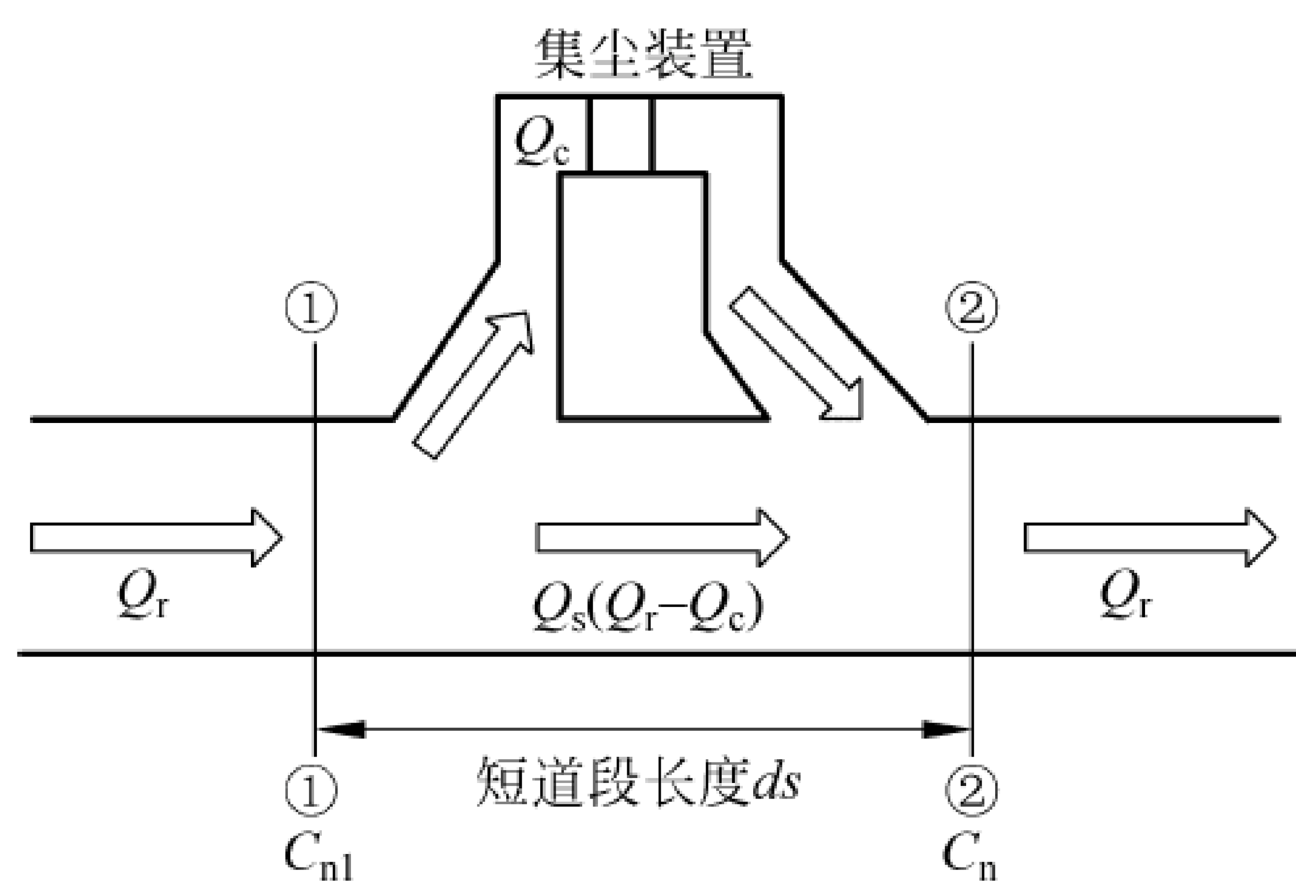


图 10-6 吸尘式纵向通风

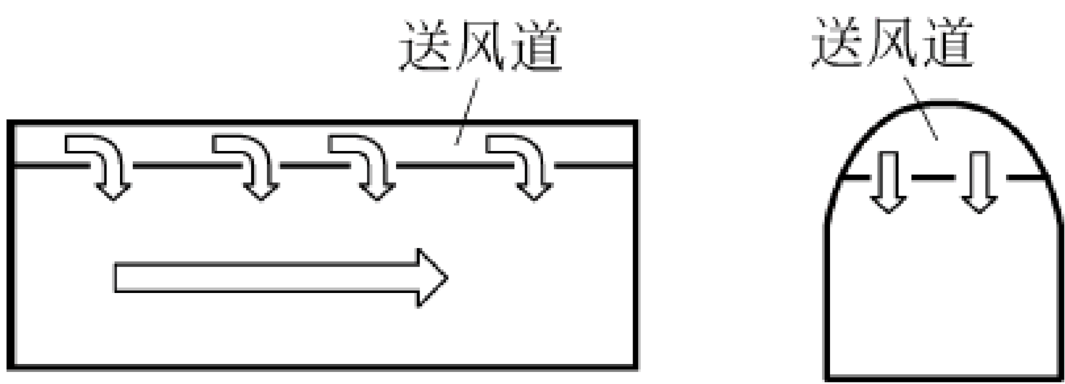


图 10-7 半横向式通风及其特点

气，经过两端洞门排出(图 10-7)。

双向交通时，不论是送入式还是排出式，如果交通量、两洞口的气象条件、两洞口排出或送入的空气量都相差不大时，隧道中央风压最大，风速近似为零，这一点称为中性点。中性点处污染浓度最大。

单向交通时，送风式通风的中性点多在入口以外，排风式的中性点则靠近出口，污染浓度与双向交通一样，中性点附近的污染浓度高。

当该方式通风在隧道发生火灾时，送风机可逆转，能防止火灾蔓延。车道内有害气体的浓度较均匀，只需一个风道，工程投资低。

(3) 全横向通风方式是设置送风道和排风道，隧道内基本不产生纵向流动的风，只有横向的风。双向交通时纵向风速大致为零，污染物浓度沿隧道基本上均匀；单向交通时，因为交通风的影响，会在纵向产生一定的风速，污染物浓度由入口至出口增加，一部分污染空气直接由出口排出，排风量占很大比例。

采用该通风方式时，通风气流在隧道内横向流动，通风效果好，安全性强，隧道内发生火灾时能及时地排烟。但隧道内须设置两个风道，占用隧道面积，工程造价高，运营费用高，如图 10-8 所示。

(4) 混合式通风没有固定的格局，它是根据某些特殊的需要，由上述几种基本通风形式组合而成的。其组合方式有许多种，但应符合经济实用原则，如图 10-9 所示为竖井送排风＋射流风机混合模式。

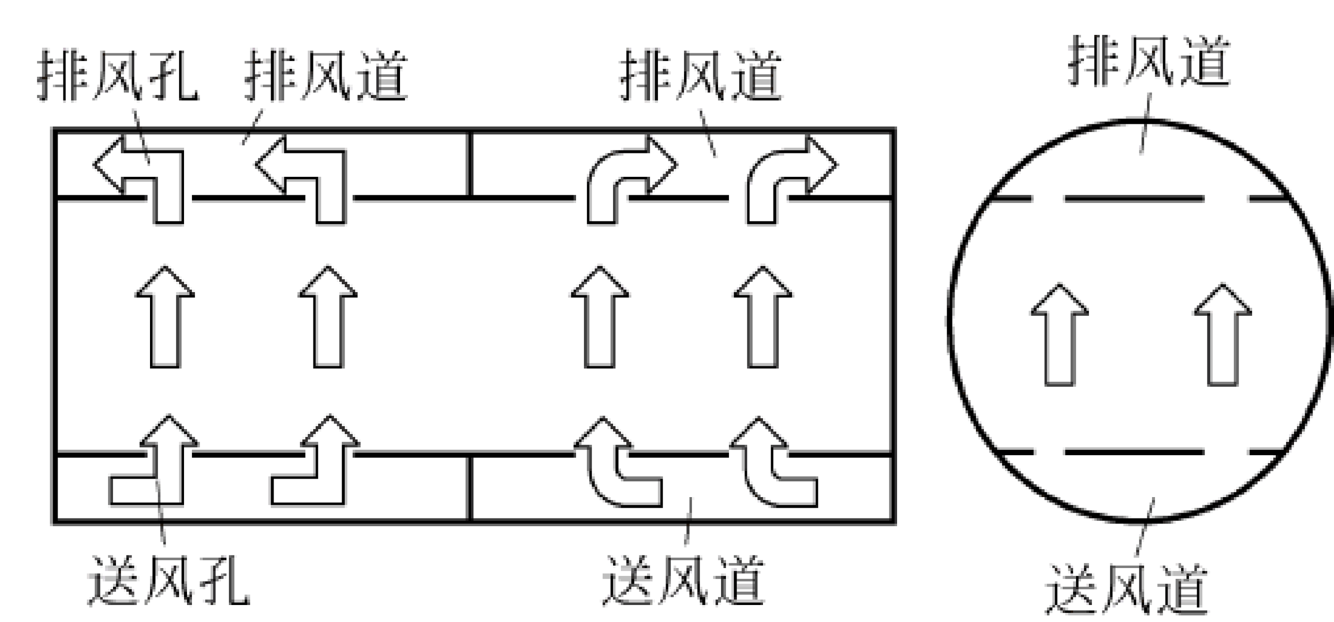
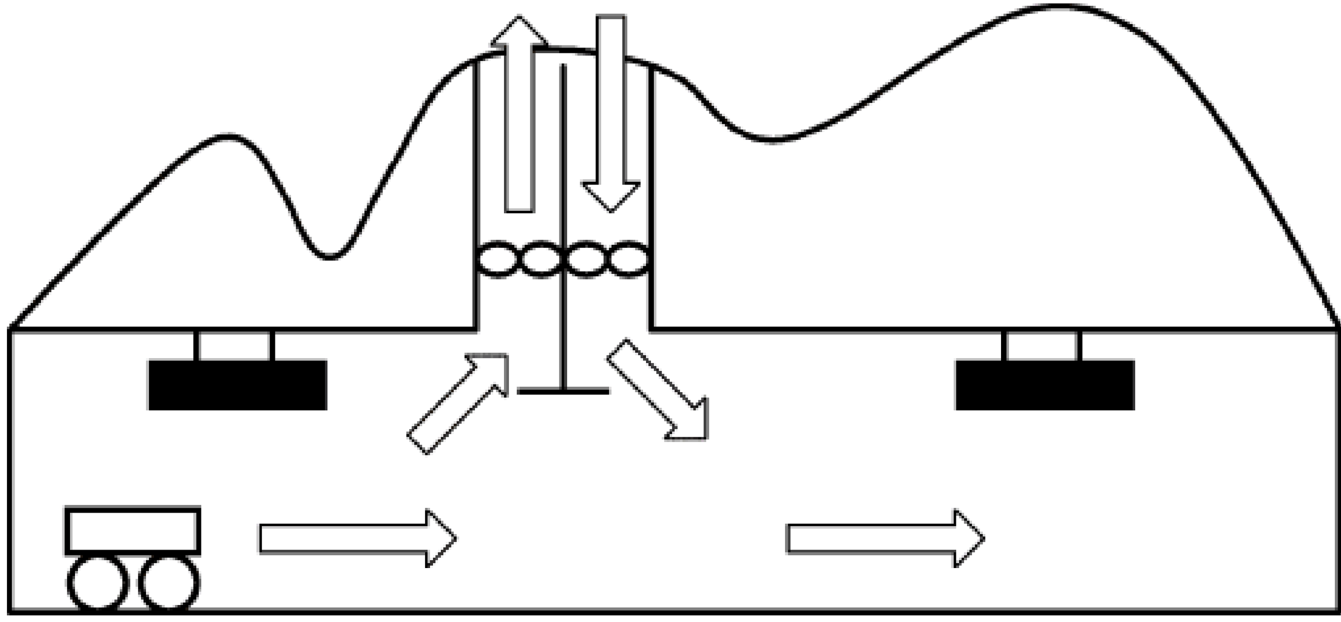


图 10-8 全横向式通风及其特点


图 10-9 竖井送排风＋射流风机混合式通风方式

各通风方式的适用条件如表 10-6 所示。

表 10-6 各通风方式的适用长度

隧 道 类 型	通 风 方 式		隧道长度/m
单向行车隧道	纵向通风方式	射流风机式	500～2000
		集中送排风式	2000～4000
	半横向通风方式		1500～3000
	横向通风方式		2000～4000
双向行车隧道	纵向通风方式	射流风机式	500～1000
		集中送排风式	500～2000
	半横向通风方式		1000～3000
	横向通风方式		2000～4000

3）通风风速要求

公路隧道通风时风速标准如下：单向交通隧道设计风速不宜大于 10.0m/s，特殊情况可取 12.0m/s；双向交通的隧道设计风速不应大于 8.0m/s；人车混合通行的隧道设计风速不应大于 7.0m/s；设有专用人行道的隧道的设计风速不应大于 7.0m/s。

10.1.3 铁路隧道运营通风设计

1. 铁路隧道通风设计标准

铁路列车通过隧道时会排出大量煤烟及有害气体，还会散发出许多热量。为此，长大隧道必须进行洞内通风，将有害气体及热量等排出洞外，并把新鲜空气引入洞内。《铁路隧道通风设计规范》(TB 10068—2010)给出了运营隧道的空气卫生及温湿度标准，见表 10-7。

表 10-7 运营隧道空气卫生及温湿度环境标准

指标		最高允许值	平均海拔 H 或游离二氧化硅的粉尘浓度 M_{SiO_2}
CO/(mg/m³)		30	$H<2000$m
		20	2000m$\leqslant H \leqslant$3000m
		15	$H>3000$m
氮氧化物(换算成 NO_2/(mg/m³))		5	$H<3000$m
臭氧/(mg/m³)		0.3	$H<3000$m
粉尘	石英粉尘	8	$M_{SiO_2}<10\%$
		2	$M_{SiO_2}>10\%$
	动植物性粉尘	3	—
温度/℃		28	—
湿度/%		80	—
瓦斯隧道运营期间瓦斯浓度		≤0.5%	—

2. 铁路隧道通风方式

与公路隧道类似，铁路隧道运营通风也有两类：自然通风和机械通风。通风方式的选择应根据铁路隧道技术、经济条件，考虑安全、效果等因素，综合比较确定。应尽可能利用列车活塞风和自然风，当列车活塞风与自然风的共同作用可完成隧道通风时，应选择自然通风。一般来说，长度为 1.5～2.0km 的单线铁路隧道，依靠自然通风基本上可以达到规定要求。

在自然通风不能满足要求时，可设置一系列通风机械，通过送入或吸出空气来达到通风的目的。隧道设置机械通风，应根据牵引种类、隧道长度、隧道平面与纵断面、道床类型、行车速度和密度、气象条件及两端洞口地形条件等因素综合考虑确定，并应符合下列规定。

(1) 电力机车牵引：长度大于 20km 的高速铁路隧道及长度大于 15km 的货运专线、客货共线铁路隧道应设置机械通风。

(2) 内燃机车牵引：长度大于 2km 的铁路隧道宜设置机械通风。

(3) 有特殊要求的铁路隧道应设置机械通风。

机械通风一般情况应采用纵向式通风。当隧道较长时，可采用分段通风。当采用轴流风机时，可选用洞口风道式、斜井式、竖井式等；当采用射流风机时，可选用纵向布置风机接力式通风，或在洞口同一断面布置风机集中式通风。也可采用射流风机和轴流风机相结合的通风方式。

1）洞口风道式通风

这是目前我国铁路隧道最常采用的一种通风方式。洞内污染空气由上方洞口两侧的通风机排出，新鲜空气由下方洞口吸入。当通风机吸风时，为防止上方洞口风流短路，在上方洞口设置帘幕，将上方洞口临时封闭。这种方式又称为帘幕式通风。

洞口风道式通风方式是把通风机设置在隧道洞口处，将通风道连通至洞内。当列车车尾一出洞口，立即开动通风机，把已被活塞风挤到出洞口一段内的污浊空气排出洞外，同时低洞口处的新鲜空气随着风流带进隧道中，这样就完成了一次通风作业。

一般洞口风道式通风结构简单，能有效利用活塞风，属于低压系统的通风，能量损失小，比较经济。但此种通风方式下洞内风速一般小于 8m/s，当隧道很长时，每次所需通风换气时间长，不能满足运营要求，故一般仅可用于 9km 以下的隧道通风。对于更长的隧道，则应考虑以竖井（或斜井）进行分段通风。

2）竖井（斜井）式通风

经由竖井或斜井将新鲜空气送入隧道，将污染空气吸出隧道的通风方式称为竖井式或斜井式通风。

长隧道纵剖面为人字坡时，污浊空气常积聚在坡顶，使得通风效果不好。若在隧道施工中，为增加开挖工作面而设置竖井或斜井作为辅助坑道时，可以利用这些辅助坑道作为通风道，把通风机置于竖井或斜井处，借助通风机和竖井的换气作用，可以把污浊空气吸出，或压入新鲜空气。有时使用可逆转的通风机或并列的通风机，还可以一时吸出，另一时压入，以适应列车行走的部位，帮助风流的运行。也可以一边吸风，另一边压风，起到双管齐下的作用，效果就更加显著，一般在水底隧道或埋深较浅的地下建筑物（如地下铁道、防空地道、地下厂房等）使用较广。

3. 通风量的计算和风机选择

1）需风量计算

$$Q_w = v_w F \tag{10-8}$$

$$v_w = v_{需} = \frac{L_{隧} - L_{活}}{60t} \tag{10-9}$$

$$L_{活} = \frac{v_{活}\ t_{列}}{i} \tag{10-10}$$

式中 Q_w——需风量，m^3/s；

v_w——通风机供给的风速，m/s；

F——隧道横断面积，m^2；

t——规定的通风时间，一般为 15min；

$t_{列}$——列车在隧道中运营的时间，s；

$L_{活}$——列车活塞作用引进的新鲜空气长度，m；

$L_{隧}$——隧道长度，m；

$v_{活}$——活塞风速度，m/s；

i——换气系数，一般 $i=1.10$，长大隧道可以适当减小。

2）通风阻力的计算

通风阻力包括隧道及风道的摩擦阻力 $h_{摩}$、局部阻力 $h_{局}$、自然风阻力（自然风与通风方向相反时）$h_{自}$。通风系统总阻力 $h_{总}=h_{摩}+h_{局}+h_{自}$。

3）通风机的选择

风机所需的轴功率 N(kW)：

$$N=\frac{Qh}{3600\times1000\times\eta_0\times\eta_1} \tag{10-11}$$

式中 Q——风量，m^3/h；

h——风机的全风压，Pa；

η_0——风机的内效率，一般取0.75～0.85；

η_1——机械效率，一般取0.85～1.00；

4. 改善铁路隧道通风效果的其他措施

对于运营隧道，若自然通风不能满足要求时，降低隧道内有害气体浓度的主要措施是设置机械通风。但为减少机械通风的能源消耗，节省费用，也常采取一些防治有害气体的辅助措施。

（1）提高列车行驶速度：既能提高活塞风速，也能减少机车在洞内排放有害气体的数量。

（2）在隧道内设置整体道床：采用整体道床可减小通风阻力，改善通风效果。更主要的是整体道床维修工作量小，可减少线路养护维修人员在洞内的工作时间。

（3）避车洞安装防烟门及其他措施：由于列车驶离隧道后才开动风机，此段时间内，待避的维修人员将受到最高浓度有害气体的侵袭。这种情况要待新鲜空气将有害气体挤过待避点后才能解除。因此，应在避车洞装上防烟门，使待避人员免受高峰浓度有害气体的危害。

另外，还可采用个人防护，提高隧道养护机械化水平，以改善隧道内的工作条件。

10.2 运营照明设计

对于地下工程的运营使用中的照明问题，地铁车站和公路隧道照明需求比铁路隧道要求高，地铁车站的照明主要解决车站乘客的亮度需求，一般按室内建筑照明需求进行设计，详细内容参考其他资料。本节重点阐述公路隧道运营照明设计。

10.2.1 照明设计的目的和标准

1. 照明设计的原因

公路隧道的照明，是为了把必要的视觉信息传递给司机，防止因视觉信息不足而出现交通事故，从而提高驾驶时的安全性，增加舒适感。隧道照明与道路照明的显著不同是白天也需要照明，而且白天照明问题比夜间更加复杂。从理论上讲，隧道照明与道路照明一样，也需要考虑路面应具有一定的亮度水平，还应进一步考虑设计速度、交通量、线形等影响因素，

并从驾驶时的安全性和舒适性等方面综合确定照明水平，特别是在隧道入口及其相应区段，需要考虑人的视觉适应过程。

白天隧道洞外亮度远大于洞内亮度，汽车在隧道内运行全过程的亮度变化为高亮度→低亮度→高亮度。由亮到暗，则瞳孔直径扩大，称为暗适应，一般约需 10s。由暗到亮，则瞳孔直径缩小，称为明适应，需要 1～3s。暗适应是公路隧道照明设计中需要考虑的主要问题之一。

汽车司机在白天从明亮的环境接近、进入和通过隧道的过程中，将产生种种视觉问题。

(1) 进入隧道前的视觉问题(白天)：由于隧道内、外的亮度差别极大，所以，从隧道外部去看照明很不充分的隧道入口会看到黑洞(长隧道)或黑框(短隧道)现象，如图 10-10 和图 10-11 所示。



图 10-10　黑洞现象



图 10-11　黑框现象

(2) 进入隧道立即出现的视觉问题(白天)：汽车由明亮的外部进入即使是不太暗的隧道以后，要经过一定时间才能看清楚隧道内部的情况，称为适应的滞后现象，这是因为人的视觉不能迅速适应亮度的急剧变化。

(3) 隧道内部的视觉问题(白天、夜间)：隧道内部与一般道路不同，主要在于隧道内部汽车排出的废气无法迅速消散，形成烟雾，它可以吸收和散射汽车头灯和道路照明器发出的光，降低能见度。

(4) 隧道出口处的视觉问题：白天汽车穿过较长的隧道接近出口时，由于通过出口看到的外部亮度极高，出口看上去是个亮洞，出现极强的眩光，即白洞现象(图 10-12)；司机在这种极强的眩光效应下会感到十分不舒服；夜间与白天正好相反，通过隧道出口时，看到的是黑洞，就看不清外部道路的线形及路上的障碍物。



图 10-12　白洞现象

综合以上原因，公路隧道应采用电光照明来保证行车安全。

2. 照明设计指标和设置条件

1) 照明设计指标

隧道照明应满足路面平均亮度、路面亮度均匀度、路面中线亮度纵向均匀度、闪烁和诱导性要求。

(1) 路面平均亮度 L_{av}。

司机观察障碍物的背景,在道路照明中主要是路面,在隧道照明中墙面也作为背景,但路面仍然是主要的背景。只有当路面亮度达到一定值以后,司机才能获得立体感,在此基础上,亮度对比越大,越容易察觉障碍物。但是正如前面已经叙述过的,路面(背景)亮度越高,眼睛的对比灵敏度越好(亮度对比阈 ε 越小)。路面平均亮度一般取 1~2cd/m^2。

(2) 路面亮度均匀度 U_0。

照明装置提供良好的路面平均亮度后,路面上一些局部区域还可能出现最小亮度 L_{min}。通常较差的亮度对比都发生在路面较暗的区域,往往影响到对障碍物的辨认。为了使路面上所有区域都有足够的亮度和对比度,提供令人满意的能见度,需要规定路面最小亮度和平均亮度比值的范围。

$$U_0 = \frac{L_{min}}{L_{av}} \tag{10-12}$$

式中 L_{av}——距车道边缘 1/4 宽度处(左或右)测得的路面平均亮度;

L_{min}——距车道边缘 1/4 宽度处(左或右)测得的路面最低亮度。

对于隧道总均匀度包括路面和两侧 2m 高范围内的墙面,$U_0 \geqslant 0.3$。

(3) 纵向均匀度 U_1。

为了提供视觉舒适性,要求沿各车道的中心线有一定的纵向均匀度。纵向均匀度是沿中心线的局部亮度的最小值和最大值之比。

$$U_1 = \frac{L_{min}}{L_{max}} \tag{10-13}$$

式中 L_{max}——从车道线中心线上测得的最大亮度;

L_{min}——从车道线中心线上测得的最小亮度。

隧道纵向均匀度包括路面两侧 2m 高范围的墙面,$U_1 \geqslant 0.5$。

(4) 照明系统闪烁频率与照明亮度、灯具布置和行车速度等因素有关,合理确定闪烁频率可避免视觉上的不舒适与心理干扰,以达到行车安全的目的。

(5) 诱导性是指给机动车驾驶员提供有关道路前方走向、线形、坡度等照明设施视觉诱导。

2) 公路隧道照明设置条件

《公路隧道照明设计细则》(JTG/T D70/2-01—2014)给出了照明设置的标准(表 10-8)。还规定:有人行需求的隧道,应根据隧道长度和环境条件设置满足行人同行需求的照明设施;对于不设置照明的隧道,应设置视线诱导设施。光学长隧道是指驾驶员位于行车道中央(1.5m 高度)、距隧道行车进洞口一个照明停车视距处不能完全看到行车出洞口,且几何长度不大于 500m 的短隧道。因此,从实际长度上来看光学长隧道是短隧道,但是因为看不到出洞口,通视程度不高,从光学上来讲是长隧道。

表 10-8 隧道照明设置条件

项 目	非光学长隧道	光学长隧道	应设置照明的二级公路	宜设置照明的二级公路	三级、四级公路
	高速公路/一级公路	高速公路/一级公路			
设置条件	$L>200$m	$100<L\leqslant 200$m	$L>1000$m	$500<L\leqslant 1000$m	根据实际情况

10.2.2 亮度曲线

公路隧道照明包括昼间照明和夜间照明。昼间更复杂，主要是因为驾驶员对隧道洞口及其相邻区段的视觉适应时间长。夜间靠车灯照明，隧道内、外亮度接近，人由暗环境到亮环境适应时间短。因此，公路隧道照明设计主要是解决昼间照明问题。

1. 隧道照明区段

单向通行长隧道照明可以划分为接近段、入口段、过渡段、中间段和出口段五个区段（图 10-13）。双向通行隧道照明区段不存在出口段，其组成为接近段、入口段、过渡段、中间段、过渡段、入口段、接近段（图 10-14）。

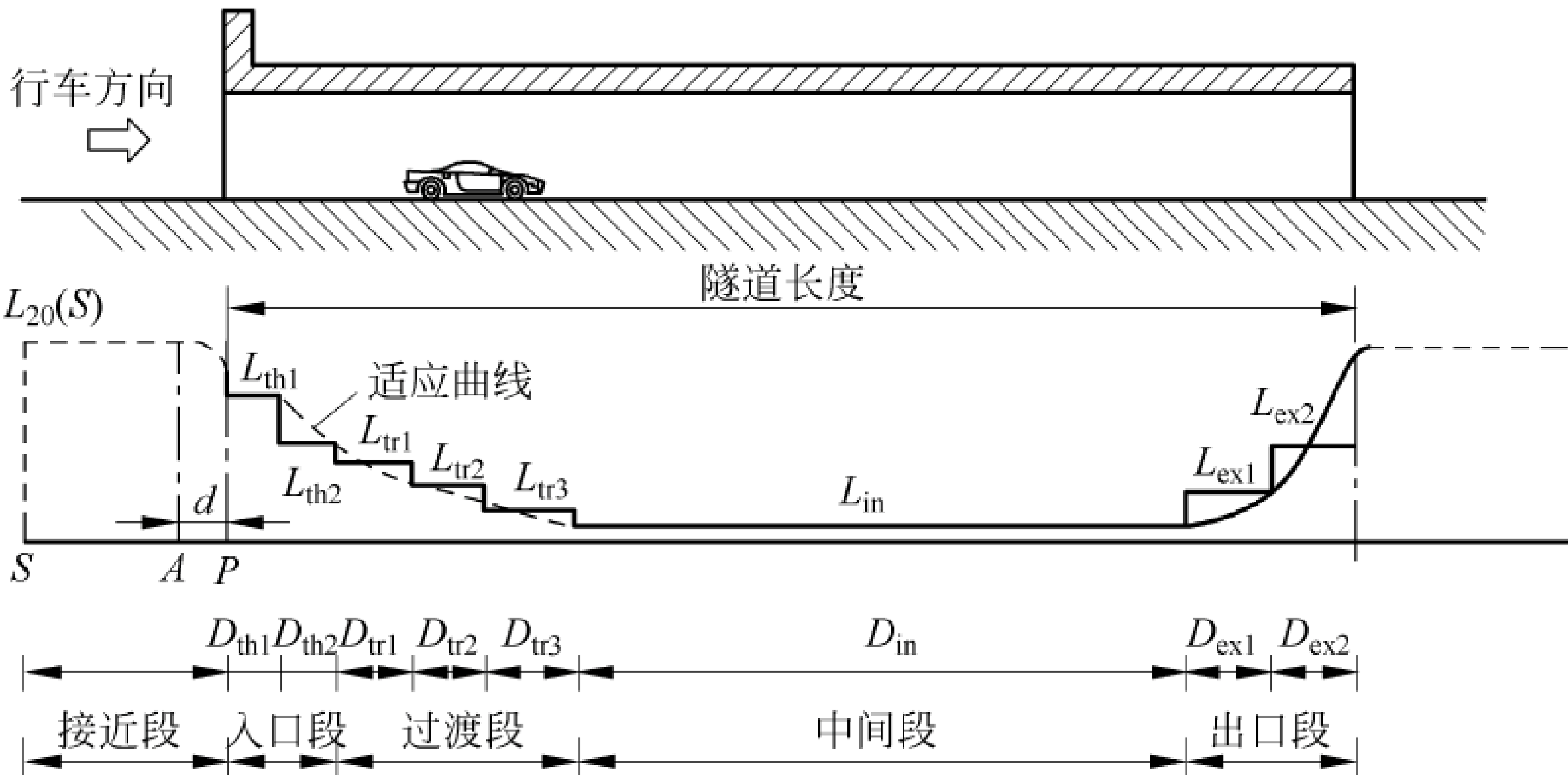


图 10-13 单向隧道照明区段划分

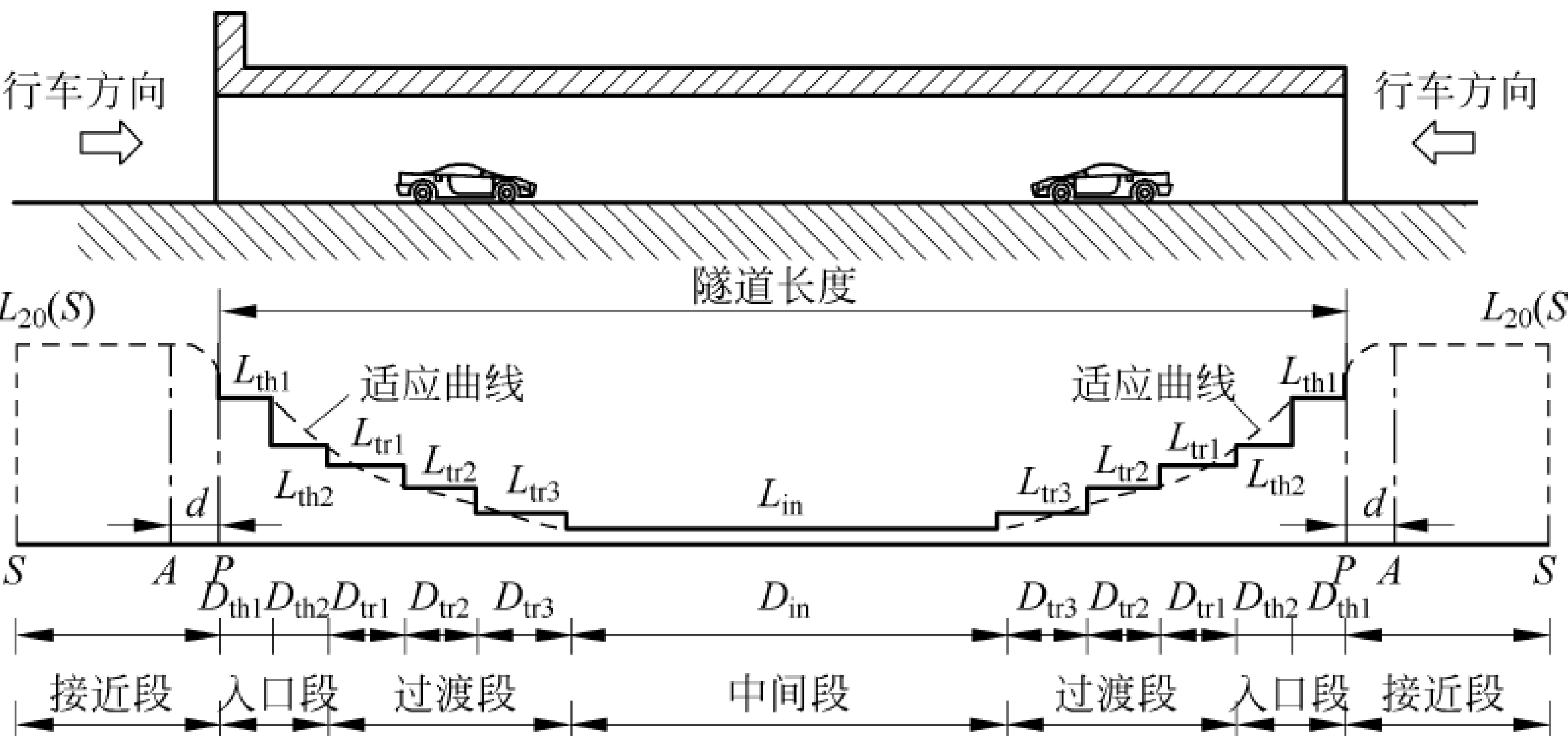


图 10-14 双向隧道照明区段划分

1）接近段

在公路隧道各照明区段中，在洞口（设有光过渡建筑时，则为其入口）前，从注视点到适应点之间的一段道路，在照明上称为接近段。在通常情况下，当汽车驶近隧道，但距洞口尚有一定距离时，司机的注意力会自然地集中在观察洞口附近情况上，开始注视之点称为注视点。继续接近洞口时，在司机的视野里，亮度较高的外界景物（其亮度为洞外亮度）逐渐减少，相应地洞内低亮度景物逐渐增加。当汽车到达洞外某一点（约距洞口 10m）时，司机视野中

的外界景物全部消失，开始适应洞内亮度的变化，不再为“感应现象”所困扰，该点称为适应点。

在接近段照明设计中，车速与洞外亮度是两个主要基准值。车速已由道路等级限定。洞外亮度值要由设计者进行周密调查后确定，其取值越大，造价和运营费用越高，因而，采取适当措施降低洞外亮度，可减少工程造价和能源消耗。洞外亮度的取值需经调查确定，如无实测资料，可按表10-9取值。

表 10-9 洞外亮度 $L_{20}(S)$ cd/m²

天空面积百分比	洞口朝向或洞外环境	设计速度 v_t/(km/h)				
		20～40	60	80	100	120
35%～50%	南洞口	—	—	4000	4500	5000
	北洞口	—	—	5500	6000	6500
25%	南洞口	3000	3500	4000	4500	5000
	北洞口	3500	4000	5000	5500	6000
10%	暗环境	2000	2500	3000	3500	4000
	亮环境	3000	3500	4000	4500	5000
0	暗环境	1500	2000	2500	3000	3500
	亮环境	2000	2500	3000	3500	4000

注：1. 天空面积百分比指20°视场中天空面积百分比。
2. 南洞口指北行车辆驶入的洞口，北洞口指南行车辆驶入的洞口。
3. 东洞口与西洞口取用南洞口与北洞口的中间值。
4. 暗环境指洞外景物(包括洞门建筑)反射率低的环境；亮环境指洞外景物(包括洞门建筑)反射率高的环境。
5. 当天空面积百分比处于表中两挡之间时，按线性内插取值。

2）入口段

入口段是进入洞口(设置光过渡建筑时，光过渡建筑口则为入口段的入口)的第一段，一般分为两段。各段亮度计算方法为

$$L_{th1} = kL_{20}(S) \tag{10-14}$$

$$L_{th2} = 0.5kL_{20}(S) \tag{10-15}$$

《公路隧道照明设计细则》(JTG/T D70/2-01—2014)给出了入口段亮度的取值条件，如表10-10所示。

表 10-10 入口段亮度的取值条件

	非光学长隧道			光学长隧道	
	$L>500$m	$300<L\leqslant 500$m	$200<L\leqslant 300$m	$L>300$m	$100<L\leqslant 300$m
取值	计算值	计算值的50%	计算值的20%	计算值	计算值的50%

入口段亮度折减系数 k 可按表10-11取值。

表 10-11 入口段亮度折减系数 k

设计小时交通量 N/(veh/(h·ln))		设计速度 v_t/(km/h)				
单向交通	双向交通	120	100	80	60	20～40
≥1200	≥650	0.070	0.045	0.035	0.022	0.012
≤350	≤180	0.050	0.035	0.025	0.015	0.010

注：当交通量为其中间值时，按线性内插取值。

入口段两段亮度不同，但长度相同，计算公式为

$$D_{th1}=D_{th2}=\left(1.154D_s-\frac{h-1.5}{\tan 10^\circ}\right)\Big/2 \tag{10-16}$$

式中 D_{th1}——入口段 th1 长度，m；

D_{th2}——入口段 th2 长度，m；

D_s——照明停车视距，m，按表 10-12 取值；

h——洞口内净空高度，m。

表 10-12 照明停车视距 D_s m

设计速度 v_t/(km/h)	纵坡/%								
	−4	−3	−2	−1	0	1	2	3	4
120	260	245	232	221	210	202	193	186	179
100	179	173	168	163	158	154	149	145	142
80	112	110	106	103	100	98	95	93	90
60	62	60	58	57	56	55	54	53	52
40	29	28	27	27	26	26	25	25	25
20～30	20	20	20	20	20	20	20	20	20

3）过渡段

过渡段是介于入口段与中间段之间的照明区段。其作用是解决从入口段高亮度到中间段低亮度的剧烈变化（常为数十倍）给司机造成的不适应现象，使之能有充分的适应时间。过渡段通常分为三个区段进行亮度设计和长度设计。

过渡段各段亮度计算如下：

$$L_{tr1}=0.15L_{th1} \tag{10-17}$$

$$L_{tr2}=0.05L_{th1} \tag{10-18}$$

$$L_{tr3}=0.02L_{th1} \tag{10-19}$$

过渡段各段长度计算如下：

$$D_{tr1}=\frac{D_{th1}+D_{th2}}{3}+\frac{v_t}{1.8} \tag{10-20}$$

$$D_{tr2}=\frac{2v_t}{1.8} \tag{10-21}$$

$$D_{tr3}=\frac{3v_t}{1.8} \tag{10-22}$$

式中 v_t——设计速度，km/h；

$\frac{v_t}{1.8}$——2s 内的行驶距离。

过渡段各段长度的计算可按表 10-13 取值。

《公路隧道照明设计细则》（JTG/T D70/2-01—2014）规定，可不设置过渡段加强照明的情况如表 10-14 所示。

表 10-13 过渡段长度 D_{tr} 计算表

设计速度 v_t/(km/h)	D_{tr1}			D_{tr2}	D_{tr3}
	隧道内净空高度/m				
	6	7	8		
120	139	137	135	133	200
100	108	106	103	111	167
80	74	72	70	89	133
60	46	44	42	67	100
40	26	26	26	44	67

表 10-14 可不设置过渡段加强照明的情况

条件	$L\leqslant 300$m	$300<L\leqslant 500$m	$L_{tr3}\leqslant 2L_{in}$
不设置项	tr1、tr2、tr3	tr2、tr3	tr3

4）中间段

在公路隧道照明区段中，中间段照明的基本任务是满足停车视距要求，其照明水平与空气透过率(即通风条件)、行车速度以及交通量等因素有关。中间段亮度 L_{in} 可按表 10-15 取值。行人与车辆混合通行的隧道中间段亮度值不应小于 2.0cd/m²；单向交通且以设计速度通过隧道的行车时间超过 135s 时，隧道中间段宜分为两个照明段，与之对应的长度及亮度不应低于表 10-16 规定。

表 10-15 中间段亮度表 cd/m²

设计速度 v_t/(km/h)	L_{in}		
	单 向 交 通		
	$N\geqslant$1200veh/(h·ln)	350veh/(h·ln)$<N<$1200veh/(h·ln)	$N\leqslant$350veh/(h·ln)
	双 向 交 通		
	$N\geqslant$650veh/(h·ln)	180veh/(h·ln)$<N<$650veh/(h·ln)	$N\leqslant$180veh/(h·ln)
120	10.0	6.0	4.5
100	6.5	4.5	3.0
80	3.5	2.5	1.5
60	2.0	1.5	1.0
20～40	1.0	1.0	1.0

注：1. 当设计速度为 100km/h 时，中间段亮度可按 80km/h 对应亮度取值。
2. 当设计速度为 120km/h 时，中间段亮度可按 100km/h 对应亮度取值。

表 10-16 中间段各照明段长度及亮度取值

项目	长度/m	亮度/(cd/m²)	适 用 条 件
中间段第一照明段	设计速度下 30s 行车距离	L_{in}	—
中间段第二照明段	余下的中间段长度	$L_{in}\times 80\%$，且不低于 1.0cd/m²	采用连续光带布灯方式，或隧道壁面反射系数不小于 0.7 时
		$L_{in}\times 50\%$，且不低于 1.0cd/m²	

5）出口段

在单向交通隧道中，有时需要对出口段作适当的处理，以便缓和白洞现象带来的不利影响。例如，出口洞外为空阔环境、面向大海、面对雪山等高亮度，并能形成眩光时，则应加强出口照明。除此之外，一般无须作加强照明。在双向交通隧道中，两端均为入口，同时也均为出口，两端的照明情况完全相同，也就不存在出口段的处理问题。

从出口段的眩光问题上看，朝东（或朝西）的出口，在日出（或日落）时，阳光可能直接贯入隧道，形成强烈直接眩光。为了避免发生这种现象，出口则应作适当的处理，主要有两个方法，即在洞内出口段设置曲线，或在洞外设置曲线段并作遮挡。在出口段设曲线后阳光不会直接贯入隧道，即使有射入的阳光也会照射在墙上，经反射后可以增加出口段亮度，使司机有足够时间适应洞外亮度。如果设置曲线后，出口方向刚好正对一座山时最为理想。后者在出口引道上设置曲线，并在曲线外侧设置挡墙、种植高大常青乔木等，挡住直射的阳光。

《公路隧道照明设计细则》(JTG/T D70/2-01—2014)规定：在单向交通隧道中，应设置出口段照明，出口段长度宜取 60m，并将出口段分为两段即 EX_1 和出口加强段 EX_2，每段长度宜取 30m。对于长度不大于 300m 的直线隧道，可不设置出口段加强照明；对长度 300m～500m 的直线隧道，可只设置 EX_2 出口段的加强照明。出口段对应的亮度 L_{ex1}、L_{ex2} 计算如下：

$$L_{ex1} = 3L_{in} \tag{10-23}$$

$$L_{ex2} = 5L_{in} \tag{10-24}$$

例题：某公路双车道双向通行隧道，隧道长 2350m，双向交通量为 850veh/(h·ln)，设计时速为 80km/h，宽度为 12.5m，净空高度为 7.5m，隧道一洞口为南洞口，另一洞口为西洞口，两洞口天空面积比均为 25%，南洞口至西洞口隧道纵坡为人字坡，南洞口纵坡为 1%，西洞口纵坡为 2%。试对本公路隧道的各照明区段进行亮度设计和长度设计，并画图表示设计结果。

解答：根据规范表格，设计如下。

(1) 南洞口洞外亮度取 $L_{20}(S_1)=4000\text{cd/m}^2$。

(2) 西洞口亮度取 $L_{20}(S_2)=(4000\text{cd/m}^2+5000\text{cd/m}^2)/2=4500\text{cd/m}^2$。

(3) 南洞口入口段亮度和长度计算如下：

$k=0.035$

$L_{th1}=kL_{20}(S_1)=0.035\times4000\text{cd/m}^2=140\text{cd/m}^2$

$L_{th2}=0.5kL_{20}(S_1)=0.5\times140\text{cd/m}^2=70\text{cd/m}^2$

$$D_{th1}=D_{th2}=\frac{1}{2}\times\left(1.154D_s-\frac{h-1.5}{\tan10^\circ}\right)=\frac{1}{2}\times\left(1.154\times98\text{m}-\frac{7.5\text{m}-1.5\text{m}}{\tan10^\circ}\right)=39.5\text{m},$$

取 40m。

(4) 西洞口入口段亮度和长度计算如下：

$k=0.035$

$L_{th1}=kL_{20}(S_2)=0.035\times4500\text{cd/m}^2=157.5\text{cd/m}^2$

$L_{th2}=0.5kL_{20}(S_2)=0.5\times157.5\text{cd/m}^2=78.75\text{cd/m}^2$

$$D_{th1}=D_{th2}=\frac{1}{2}\times\left(1.154D_s-\frac{h-1.5}{\tan10^\circ}\right)=\frac{1}{2}\times\left(1.154\times95\text{m}-\frac{7.5\text{m}-1.5\text{m}}{\tan10^\circ}\right)=37.8\text{m},$$

取 38m。

(5) 南洞口过渡段亮度和长度计算如下：

$L_{tr1}=0.15L_{th1}=0.15\times140cd/m^2=21cd/m^2$

$D_{tr1}=\frac{D_{th1}+D_{th2}}{3}+\frac{v_t}{1.8}=\frac{40m+40m}{3}+\frac{80}{1.8}m=71.1m$，取72m。

$L_{tr2}=0.05L_{th1}=7cd/m^2$，$D_{tr2}=\frac{2v_t}{1.8}=88.9m$，取89m。

$L_{tr3}=0.02L_{th1}=2.8cd/m^2$，$D_{tr3}=\frac{3v_t}{1.8}=133.3m$，取134m。

(6) 西洞口过渡段亮度和长度计算如下：

$L_{tr1}=0.15L_{th1}=0.15\times157.5cd/m^2=23.6cd/m^2$

$D_{tr1}=\frac{D_{th1}+D_{th2}}{3}+\frac{v_t}{1.8}=\frac{38m+38m}{3}+\frac{80}{1.8}m=69.8m$，取70m。

$L_{tr2}=0.05\times L_{th1}=7.88cd/m^2$，$D_{tr2}=\frac{2v_t}{1.8}=88.9m$，取89m。

$L_{tr3}=0.02\times L_{th1}=3.15cd/m^2$，$D_{tr3}=\frac{3v_t}{1.8}=133.3m$，取134m。

(7) 中间段设计如下：

根据双向交通量和设计时速由表10-15可得 $L_{in}=3.5cd/m^2$。

中间段长度为 $2350m-2\times40m-2\times38m-(72m+89m+134m)-(70m+89m+134m)=1606m$。

中间段第一照明段，亮度 $L_{in}=3.5cd/m^2$，长度 $30s\times v_t=30s\times(80\times10^3/3600)m/s=666.7m$，取667m。

中间段第二照明段，亮度 $0.8L_{in}=0.8\times3.5cd/m^2=2.8cd/m^2$，长度 $1606m-2\times667m=272m$。

图10-15为设计亮度和亮度区段长度示意图。

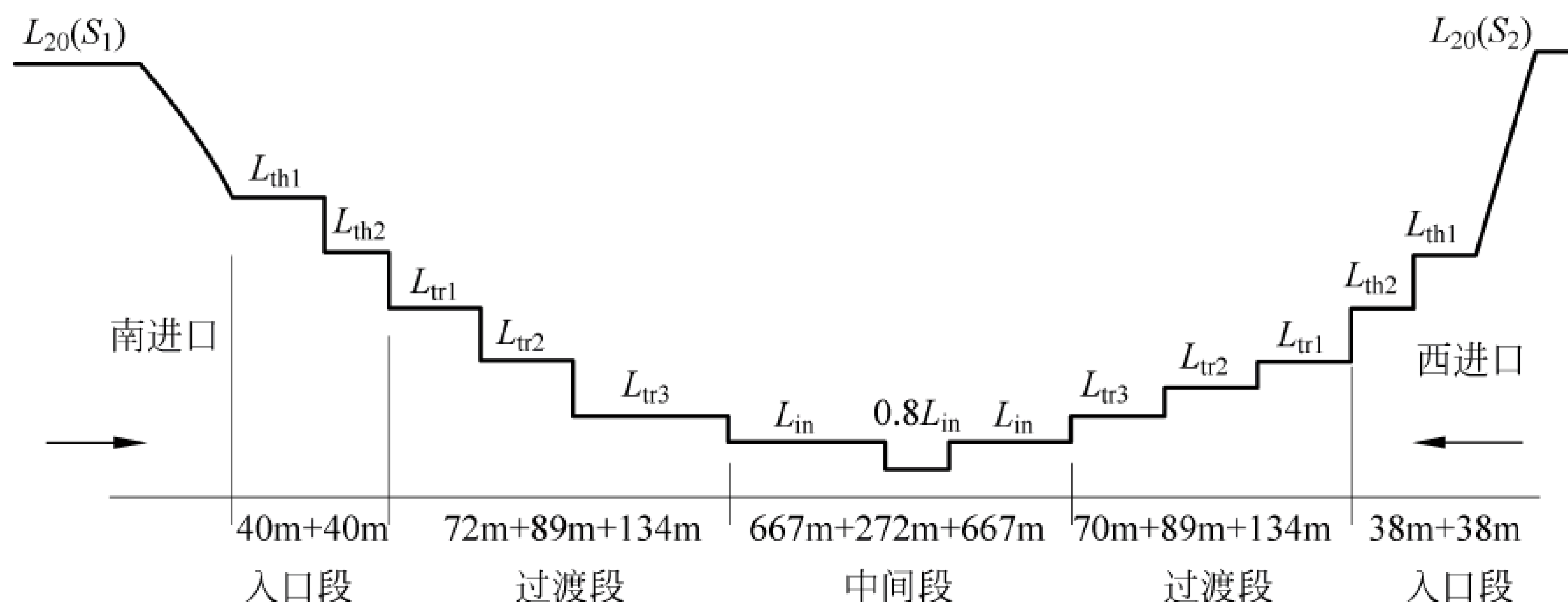


图10-15 双向隧道亮度和长度设计结果

2. 隧道亮度曲线

沿道路轴线，由入口洞外的接近段经入口段、过渡段、中间段直至出口段，司机在白天所需要的路面亮度变化曲线，称为亮度曲线，如图10-16所示。其亮度包括自然光在路面反射引起的亮度和人工照明在路面反射引起的亮度，是综合亮度。前者有可以利用的亮度和需要限制的亮度两部分；后者是因自然光不足而需用人工照明补充亮度。由于自然光的影响

范围很小，一般仅为2倍隧道入口高度(约10m)的范围，除洞外散射光较强时可以考虑不做人工照明外，在洞口10m以内自然光影响很小，必须布置人工照明来满足司机对亮度的需求。

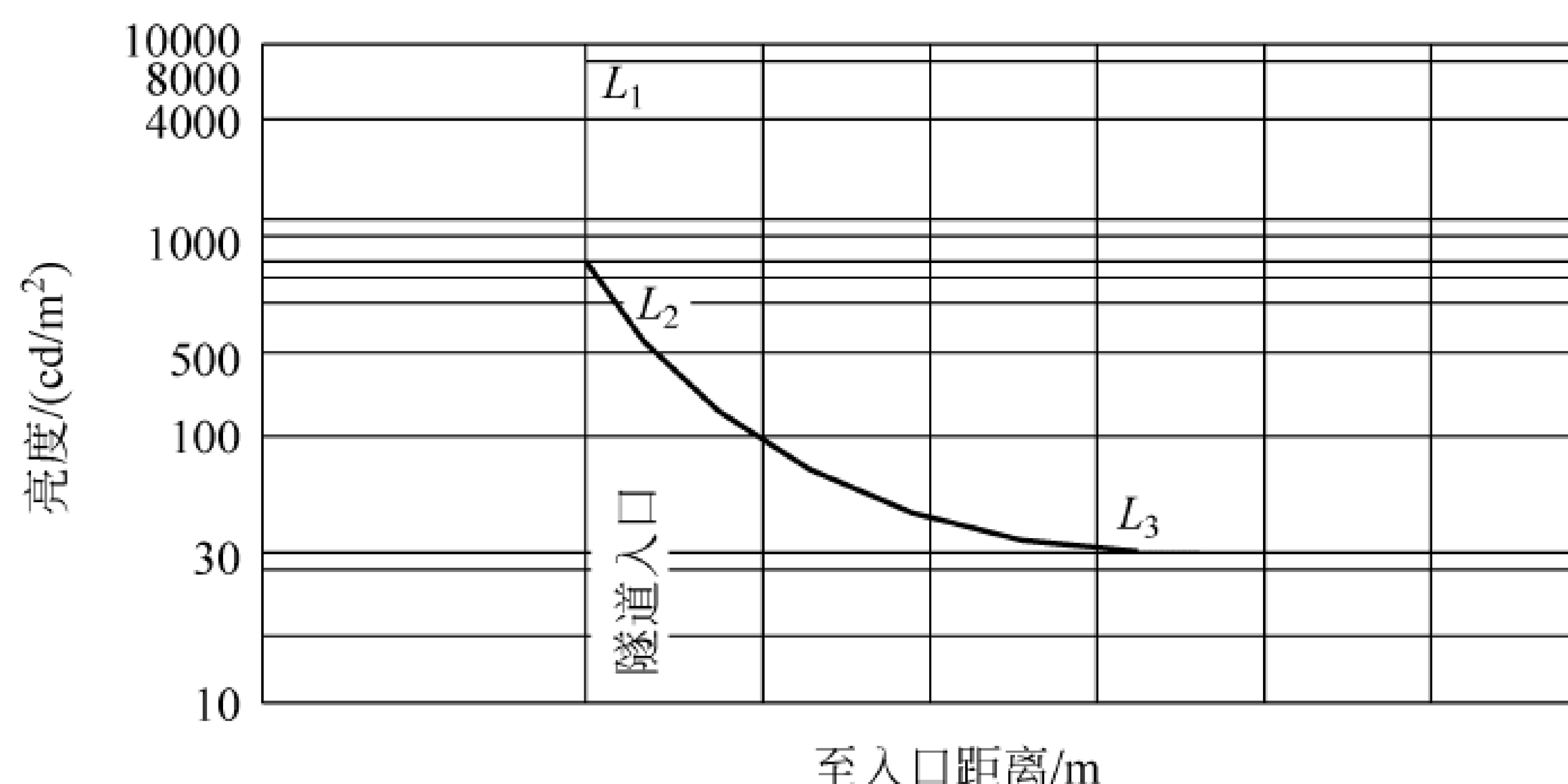


图10-16　亮度曲线

10.2.3　照明器选用与布置

隧道用照明器的主要作用是控制配光及保护光源。在选择照明器时，应充分考虑照明器的配光特性是否符合照明目的，形状和尺寸是否小而坚固，安装、维修应方便，所用材料应有良好的耐腐蚀性能，在满足照明质量、环境条件及防触电保护要求的情况下，应尽量选用光输出比高、利用系数高、寿命长、光衰小的照明器。

照明器的布置方法很多，可安装在拱顶、墙壁或吊装顶棚上，沿隧道纵向有单排布置的，也有双排布置的。双排布置既有成对布置，也有交错布置。国外还有在余宽上布置投光照明的成功先例。总之，照明器的合理布置就是在最经济的条件下达到最好的照明效果，布置方式如图10-17所示。

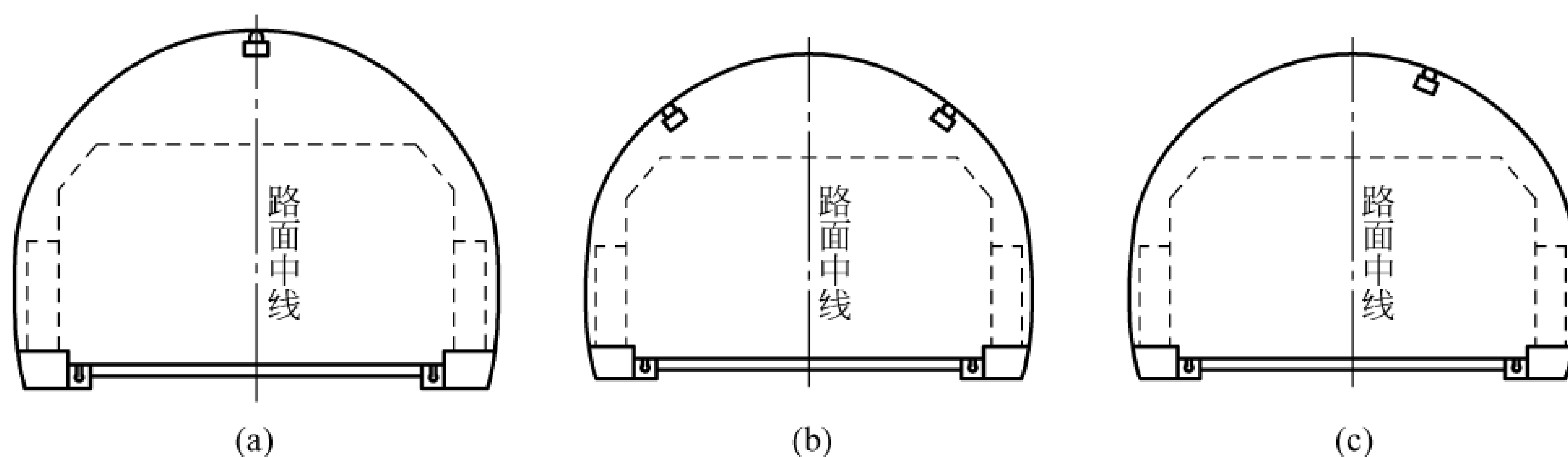


图10-17　灯具的布置方式

(a) 中线布置；(b) 两层交错或对称布置；(c) 单侧布置

10.3　防火设计

随着工程建设和交通事业的发展以及人类生产、生活需求的不断扩大，世界各国所建交通隧道的里程迅速延长。近10年来，由于不断增长的交通流量和路况改善以及运输物品的

复杂性，增加了交通隧道的火灾风险，引发了不少严重的火灾事故。如 1999 年 3 月 24 日发生在法国和意大利之间的 MontBlanc 隧道火灾，死亡 41 人，36 辆汽车被毁；1987 年 12 月英国伦敦最大的地铁站发生大火，百名乘客困在里面，大火产生了热浸和大量的有毒烟气，结果造成 30 人死亡，80 人受伤。

公路隧道、铁路隧道和地铁及城市其他交通隧道类别不同，但隧道在火灾防护上没有本质的区别，原则上均应根据隧道允许通行的车辆和货物来考虑其可能的火灾场景，从而确定合理、有效的防火设计方法和消防安全措施。根据有关研究，公路隧道和地铁的火灾风险为铁路隧道的 20～25 倍。

1. 地下工程火灾特点

无论是公路隧道、铁路隧道和地铁工程，出入口较少，一旦发生火灾，出入口除具有排烟、散热功能外，还兼具人员疏散和消防救援功能，这对火灾救援极为不利。地下空间火灾产生的浓烟和热浪显著区别于地面建筑火灾，其火灾和烟气流动具有下列特征。

(1) 隧道内散热条件较差，隧道起火后温升速率快，2～10min 后，顶板附近的温度最高可升至 1200℃。

(2) 火灾会产生跳跃性蔓延。由于隧道内空气不足，可燃物产生不完全燃烧，产生的 CO 等不完全燃烧产物随高温烟气流动，当有新鲜空气补充，并遇到新的可燃物时，即会引发新的燃烧。试验结果表明，隧道火灾最远蔓延点距起火点可达 50 倍洞径。

(3) 火灾初起阶段，高温烟气主要集中在隧道顶部，隧道内纵向通风气流流速较大时，隧道全断面被烟气弥漫。

(4) 隧道火灾蔓延和烟气流动受到自然通风的影响很大。短隧道火灾蔓延和烟气流动规律与地面建筑的火灾规律类似。

(5) 隧道内的烟气流动在不同程度上受到隧道出入口高程差产生的“烟囱效应”的影响。隧道出入口高程差越大，隧道纵断面与横断面之比越大，“烟囱效应”越显著。

2. 地下工程防火设计

建筑防火设计技术措施分为以下几类。

1) 平面布局

出入口、消防出入口、风亭等附属建筑，车场出入段敞口段等与周围建筑物、储罐(区)等之间防火间距应符合建筑设计防火规范要求。地铁车站每个站厅公共区安全出口数量不少于 2 个，采用侧式站台车站时，每侧站台安全出口数量不少于 2 个。安全出口应分散设置，且两个安全出口通道口之间净距不应小于 10m。

2) 耐火设计

(1) 建筑材料耐火性能。

地铁车站的公共区的墙面、顶棚的装修材料、垃圾箱、广告灯箱、导向标志、休息椅、电话亭和售检票机等，应采用 A 级不燃材料。地面应采用不低于 B1 级难燃材料。不得使用石棉、玻璃纤维、塑料类等制品；公路和铁路隧道要选用耐高温、耐潮湿环境的防火涂料、所有的灯具、电话箱、灭火设施箱体均要求用非燃烧材料制作。

（2）结构构件耐火性能。

隧道内的火灾往往持续时间较长，研究表明，混凝土结构表面受热后会产生爆裂现象，且在混凝土底层冷却之后，还会出现深裂纹。结构的荷载压力和混凝土含水率越高，产生爆裂的可能性越大。对于未经保护的混凝土，如果其质量含水率超过3%，在遇到高温或火焰作用后5～30min就会产生爆裂，深度甚至可达40～50mm。这是造成隧道垮塌的主要原因。一般在150～200℃时，混凝土表面开始爆裂。

矩形隧道结构的失效通常是由于混凝土或其增强钢筋的温度升高而导致过早产生下垂塑性弯矩，矩形隧道较圆形隧道所受压力荷载较小，产生爆裂情况较轻。盾构式的圆形隧道通常采用等级为C50的高标号混凝土，在火灾中爆裂的可能性和深度都较高。

混凝土发生爆裂后，不仅直接威胁救援与逃生，还会使受力钢筋直接暴露在火灾中，减少承载结构的横截面面积。因此，隧道结构耐火设计应考虑其内部可能达到的最高温度、升温特性以及结构体的火灾行为，确定相适应的火灾规模与时间-温度曲线，以保证隧道结构在所规定类型火灾条件下的完整性与稳定性。车站或隧道结构的耐火保护措施可在混凝土内衬下安装防火绝热保护层，或者在隧道内安装自动喷水灭火系统。

3）防火分区

地铁车站站台和站厅公共区域应划分为一个防火分区，设备与管理用房区每个防火分区的最大允许面积不应大于1500m^2，地下换乘车站共用一个站厅时，站厅公共区面积不应大于5000m^2。

4）安全疏散设计

地铁车站站台公共区的楼梯、自动扶梯、出入口通道的宽度，应满足火灾发生后6min内将远期或客流控制期超高峰小时一列进站列车所载的乘客及站台上的候车人员全部疏散至安全区的要求。地铁两条单线载客运行区间隧道之间应设联络通道。

在公路隧道内，人员正常疏散速度为1.5m/s，但在有烟气的情况下可能只有1m/s。人员在疏散时的最高空气温度不应超过80℃，在此温度下的耐受时间约为15min。在疏散设计中，应注意以下几点。

（1）避难设施不仅可为逃生人员提供保护，还可用于消防队员暂时逃避烟雾和热气的场所。在中、长隧道设计中，必须考虑人员安全避难所的设置，考虑通道的布置、间隔和空间的分配以及相应辅助设施的需要。安全避难所的最低耐火极限除应与隧道结构的耐火极限一致，还应能够隔绝高热和阻止烟气进入，通常应考虑在这些区域设置独立的送风系统。

（2）隧道内疏散口的位置以及疏散门的形式非常重要。进入疏散通道或避难所的门应采用能自动关闭的常闭防火门。防火门的耐火极限应与相应结构的耐火极限一致，并具有良好的防烟绝热性能。

（3）在安全疏散设计中，对于双孔隧道，建议沿隧道长度方向设置通向相邻隧道的安全疏散人行横洞和车行横洞，或在双孔中间设置直通隧道外的人行或车行安全通道。对于山岭隧道，其车行横洞间隔宜为200～300m；车行横洞可兼作人行横洞。

（4）隧道内应设应急照明系统，其照明时间不宜小于2h，应急疏散指示照明灯具宜设在隧道两侧，高度不宜大于1.5m。

（5）地铁车站和长隧道内应设置电视监控系统、事故报警、避难通道、应急灯、电话等设施。

10.4 隧道结构病害与防治

近年来，我国公路和铁路隧道的修建增长迅速，已建成的隧道已经进入养护维修期。加之我国地域辽阔，各地自然条件差异很大，山岭隧道所穿越山体的工程地质及水文地质条件复杂多变，隧道工程受地质、设计、施工、运营管理和维修养护等因素的影响，出现的病害也越来越多。

隧道病害根据成因的不同，大致分为三大类：水害、衬砌病害、隧道冻害。其中最常见的病害形式是水害，隧道水害不仅容易造成电路短路等事故，危及运输安全，还会引发其他病害。隧道内各种病害并不是单独作用的，而是几种情况共同作用，对衬砌结构产生连锁破坏，致使衬砌混凝土开裂变形，产生剥落掉块等，有效厚度减薄，承载力降低，安全可靠性减小，最终造成衬砌结构失稳破坏。

10.4.1 水害及其防治

1. 水害类型

隧道水害是指隧道围岩的地下水或部分地表水以渗漏或涌出方式进入隧道内造成的危害，包括以下形式。

1）隧道漏水和涌水（图10-18）

隧道漏水和涌水会对隧道的电力设备造成不同程度的损坏，对照明设备产生锈蚀，影响设备的正常运行，降低使用寿命，增加维修费用。渗漏水促使混凝土衬砌风化、剥落，造成衬砌结构破坏。渗漏水还会软化围岩，引起围岩变形。有些隧道渗水中含有对路面的侵蚀性介质，造成混凝土碱化。渗漏水还会造成路面翻浆，危及汽车的安全行驶。严重渗漏水还会引发隧道基础的沉陷，进而造成地面的不均匀沉降和地面建筑物的破坏。



图10-18 隧道涌水

2）隧道衬砌周围积水

运营隧道中地表水和地下水向隧道周围渗流汇集，水压力较大时会导致衬砌破裂和拱脚下沉，使围岩的结构面软化或泥化，使膨胀性围岩体积膨胀。在寒冷地区，衬砌周围的积水会造成冰胀和围岩冻胀。黄土隧道衬砌周围的水还会离析土中的胶体并带出黄土，使衬

砌背后形成空洞。

3）潜流冲刷

潜流冲刷主要是指由于地下水渗流和流动而产生的冲刷和溶蚀作用，使得隧道衬砌基础下沉。它可使边墙开裂，或者仰拱、隧道内路基下沉开裂。对超挖回填不密实或未全部回填者，潜流冲刷会引起围岩坍塌，导致衬砌结构破坏。

2. 水害防治方法

运营隧道内的水害主要有以下防治方法：①完善或者补充地表和地下截水；②在垭口和地质不利的地方采取截留和引排使水远离隧道；③贯通隧道内的原有排水系统；④在衬砌背面注浆；⑤在渗漏水的衬砌设置排水设施，包括引水管、泄水管和引水渡槽；⑥在衬砌内贴防水层；⑦在施工缝和变形缝处用止水带、遇水膨胀橡胶等密封防水材料进行封堵；⑧对于严重漏水的隧道，应采取套拱加固。

10.4.2 衬砌病害及其防治

衬砌病害的主要表现形式有衬砌裂损、衬砌侵蚀和衬砌背后空洞。

1. 隧道衬砌裂损及防治

隧道衬砌裂损的类型主要有衬砌变形、衬砌开裂、衬砌腐蚀破坏、衬砌背后空洞、拱脚下沉以及仰拱破碎（进而引起路基下沉、路面翻浆冒泥）等。隧道衬砌开裂根据裂缝走向，分为纵向裂缝、环向裂缝和斜向裂缝三种。环向工作裂缝一般对于衬砌结构的正常承载力影响不大，拱部和边墙的纵向及斜向裂纹对隧道结构的整体性危害较大，如图 10-19 所示。



图 10-19 隧道衬砌裂缝

整治衬砌裂损病害，首先要消灭已有的衬砌裂损对结构及运营的一切危害，并防止裂损扩大。其次是采取以稳固围岩为主，稳固岩体与加固衬砌相结合的综合治理措施。稳固围岩的工程措施有治水稳固岩体、锚杆加固岩体、注浆加固岩体、支挡加固岩体、衬砌背后空洞压浆、回填和换填等。更换与加固衬砌的方法有压浆加固、嵌补加固、喷锚加固、套拱加固、更换衬砌等。

2. 衬砌侵蚀及防治

衬砌侵蚀分为物理侵蚀和化学侵蚀两类。物理侵蚀主要有冻融交替部位的冻胀性裂损和干湿交替部位的盐类结晶性胀裂损坏两种。隧道衬砌混凝土的化学侵蚀是一个复杂的物理化学过程，根据主要物质因素和腐蚀破坏机理，可分为硫酸盐侵蚀、镁盐侵蚀、溶出性侵蚀，如图 10-20 所示。

针对侵蚀产生的原因和条件，应对隧道侵蚀采取以下防治措施：①提高混凝土的密实性和衬砌的整体性，或使用防腐蚀混凝土等；②使用外掺加料法；③使用密实的、与混凝土不起化学反应的材料在衬砌外表面做隔离防水层；④向衬砌背后压注防蚀浆液堵水。

3. 衬砌背后空洞

衬砌背后空洞(图 10-21)主要出现在施工期和运营期两个阶段,施工期具体表现在以下几个方面:

(1) 施工单位用石块或者其他异物取代混凝土对超挖或者拱背空腔部分进行充填;

(2) 模筑混凝土过程,混凝土充填不密实,尤其在拱部容易产生空洞;

(3) 衬砌模筑支撑发生位移,造成隧道拱顶混凝土下沉;

(4) 混凝土材料差,产生较大收缩变形,引起空洞。

运营期主要是由于施工期所产生空洞,未及时发现和处理,受地下水长期的冲刷和侵蚀作用下,进一步加剧衬砌背后空洞的规模。

处理衬砌空洞时,首先用仪器(如地质雷达)或凿出表层混凝土方法探明空洞范围及深度,然后采用植入钢筋或钢筋网采用吊模打孔灌入高标号混凝土进行空洞回填,以保证衬砌结构安全。

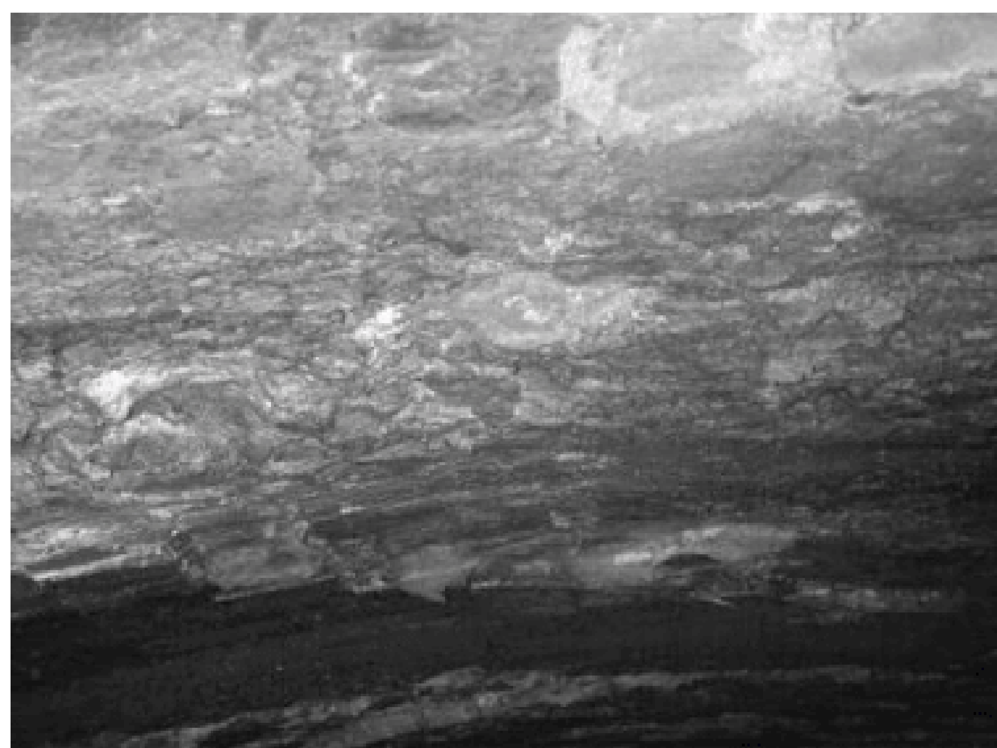


图 10-20 衬砌侵蚀



图 10-21 衬砌空洞

10.4.3 冻害及其防治

我国冻土地区分布广泛,其中多年冻土占整个陆地面积的 1/5,在冻土地区修建的隧道易产生冻害现象。如新疆天山二号隧道因渗漏水侵蚀和冻胀破坏而报废,辽宁八盘岭隧道和吉林密江隧道因渗漏水而被迫在混凝土衬砌内加复衬。

1. 冻害类型

(1) 拱部冰挂、边墙结冰。渗漏的地下水通过隧道衬砌混凝土裂缝逐渐渗出,在渗水点出口处受低温影响在拱部形成挂冰,边墙积成冰柱,尤其在施工接缝处渗水点多,结冰明显,累积十厘米至几十厘米厚的冰挂(图 10-22)。如不清理,挂冰越积越大,侵入限界可危及行车安全。



图 10-22 隧道冻害形成的冰挂

(2) 围岩冻胀破坏。如隧道修筑在不良地质地段,如果围岩层面及结构内含水较多,冬季就易发生冻胀破坏,致使隧道拱部和边墙衬砌发生变形与开裂。当边墙壁后排水不畅,积水成冰,产生冻胀压力时,会造成拱脚

移动，或者墙顶内移，经多年冻融循环，可使衬砌结构变酥脆、强度降低，从而造成结构破坏。

2. 冻害防治

隧道冻害的根本原因就是围岩地下水的冻结，如果能将水排除在冻结圈以外，就能达到防治冻害的目的。

为防治冻害，一般应采取以下治水措施进行综合治理：①消灭衬砌漏水缺陷，保证衬砌圬工不再充水受冻；②加强结构层和接缝防水；③对有冻害的段落，保证排水系统畅通，不允许衬砌背后积水；④采用增加保温材料、防止融坍、加强结构等措施。

思考题

1. 简述地铁隧道运营通风目的。
2. 简述隧道运营通风方式、适用条件和特点。
3. 简述公路隧道运营照明的设置原因。
4. 简述公路隧道照明区段的划分及其亮度要求。
5. 简述隧道的主要病害及其治理措施。

BIM 技术在地铁隧道工程中的应用

现代大型建设项目一般具有投资规模大、建设周期长、参建单位众多、项目功能要求高以及全寿命周期信息量大等特点，建设项目设计以及工程管理工作极具复杂性，传统的信息沟通和管理方式已远远不能满足要求。实践证明，信息错误传达或不完备是造成众多索赔与争议事件的根本原因。BIM 实现了从传统 2D 绘图向 3D 绘图的转变，使建筑信息更加全面、直观地展现出来，可以为实现设计、施工一体化提供良好的技术平台和解决思路，为解决建设工程领域目前存在的协调性差、整体性不强等问题提供可能。近年来，BIM 的发展和应用引起了工程建设业界的广泛关注。各方一致的观点是其引领建筑信息化未来的发展方向，必将引起整个建筑业及相关行业革命性的变化。

11.1 BIM 技术应用现状

1. BIM 在国内外的发展现状

BIM 的概念最早可以追溯到 20 世纪 70 年代，卡内基梅隆大学建筑和计算机科学专业教授的 Chuck Eastman 于 1975 年提出了“Building Description System(BDS)”的概念，可以视为最早提出的与 BIM 相关的概念。身为美国建筑师协会成员、建筑师以及 Autodesk 建筑业分析师的菲尔伯恩斯坦，首次使用了更准确的术语——BIM 建筑信息模型。杰里莱瑟灵随后在建筑过程中促进了这一数字表示法的推广和规范。近年来，随着各方的看法逐渐趋于一致，建筑信息模型(BIM)的说法得到广泛的认同。

我国建筑业信息化发展进程大致可以分为四个阶段：第一阶段是 20 世纪 80—90 年代以解决结构受力为主工程计算问题；第二阶段是 20 世纪 90 年代末期解决计算机辅助绘图，即 CAD 应用；第三阶段是 21 世纪初期解决计算机辅助管理问题；第四阶段是近年 BIM 的推广与开发应用阶段。

我国工程建设行业从 2003 年开始在实际项目中的应用及研究 BIM 技术，2008 年之后，BIM 的应用得到一定的发展。2015 年住房和城乡建设部发布了《关于推进建筑信息模型应用的指导意见》，一大批具有一定规模且复杂的工程引入 BIM 技术，如北京奥林匹克体育场、南京南站、济南西客站等。2016 年住房和城乡建设部印发了《2016—2020 年建筑业信息化(BIM)发展纲要》，进一步加大了 BIM 在建筑行业的推广力度。目前我国关于 BIM 应用主要有以下实施标准：①《建筑信息模型施工应用标准》(GB/T 51235—2017)，2018 年 1 月 1 日实施；②《建筑信息模型应用统一标准》(GB/T 51212—2016)，2017 年 7 月 1 日实

施。③住房和城乡建设部标准定额司的《建筑工程设计信息模型制图标准(征求意见稿)》意见函,建标工征[2017]68 号。

BIM 技术在我国铁路行业的应用尚处于起步阶段。2013 年中国铁路总公司大力推动 BIM 技术在铁路工程建设中的应用,启动了铁路工程建设信息化关键技术的研究,并开展 BIM 技术的应用研究和配套标准的建立工作。目前,国内各铁路局及铁路行业大型设计单位均有相关研究成果。例如,中铁二院在宝兰客专石鼓山隧道中运用 BIM 3D 设计,在西部某高速铁路中运用基于 3DGIS 平台的空间选线系统规划铁路的线路,线路规划完成后,将其平、纵数据直接导入 AutoCAD Civil 3D 软件,快速创建铁路路基 3D 模型,同时在车站、桥梁中实现了 3D 设计。

2. BIM 模型的分类

(1) 按照模型中所集成的信息的特征,BIM 模型可以分为 3D 模型、4D 模型、5D 模型乃至 nD 模型等。3D(三维)包含了工程项目所有的几何、物理、功能和性能信息;4D(四维)是 3D 加上项目发展的时间,用来研究建筑可建性(可施工性)、施工计划安排,以及优化任务和工作顺序。5D(五维)是 4D 加上造价控制。6D(六维)是 5D 加上性能分析应用,使其可以配合建筑方案的细化过程逐步深入,做出性能更好的建筑。

(2) 按照专业和项目建设阶段划分,BIM 模型可以划分为设计模型、施工模型、制造模型和设施运营管理模型等。设计模型又可以细分为建筑模型、结构模型、MEP 模型、综合模型、各种分析模型等;施工模型又可以细分为总包模型、专业分包模型等。

(3) 按照模型中的信息集中化程度,BIM 模型可以划分为集中式模型和分布式模型。

3. BIM 的特点和应用

BIM 的出现带来了设计方法的变革,主要体现在以下几个方面:从 2D 设计转向 3D 设计;从线条绘图转向构件布置;从单纯几何表现转向全信息模型集成;从各工种单独完成项目转向各工种协同完成项目;从离散的分步设计转向基于同一模型的全过程整体设计;从单一设计交付转向建筑全生命周期支持。BIM 带来的技术冲击,以及 BIM 技术与协同设计技术将成为互相依赖、密不可分的整体。协同是 BIM 的核心概念,同一构件元素,只需输入一次,各工种便可共享元素数据,并于不同的专业角度操作该构件元素。从这个意义上说,协同已经不再是简单的文件参照。BIM 技术将为未来协同设计提供底层支撑,大幅提升协同设计的技术含量。BIM 带来的不仅是技术,也是新的工作流及新的行业惯例。

尽管 3D 是 BIM 设计的基础,但不是其全部。通过进一步将非几何信息集成到 3D 构件中,如材料特征、物理特征、力学参数、设计属性、价格参数、厂商信息等,使得建筑构件成为智能实体,3D 模型升级为 BIM 模型。BIM 模型可以通过图形运算并考虑专业出图规则自动获得 2D 图纸,并可以提取出其他的文档,如工程量统计表等,还可以将模型用于建筑能耗分析、日照分析、结构分析、照明分析、声学分析、客流物流分析等诸多方面。

从国内的项目阶段来看,BIM 应用的侧重点不同,体现在以下几个方面:

(1) 项目概念阶段:项目选址模拟分析、可视化展示等;

(2) 勘察测绘阶段:地形测绘与可视化模拟、地质参数化分析与法案设计等;

(3) 项目设计阶段:参数化设计、日照能耗分析、交通线规划、管线优化、结构分析、风

向分析、环境分析等；

（4）招标投标阶段：造价分析、绿色节能、方案展示、漫游模拟等；

（5）施工建设阶段：施工模拟、方案优化、施工安全、进度控制、实时反馈、工程自动化、供应链管理、场地布局规划、建筑垃圾处理等；

（6）项目运营阶段：智能建筑设施、大数据分析、物流管理、智慧城市、云平台存储等；

（7）项目维护阶段：3D 点云、维修检测、清理修整、火灾逃生模拟等；

（8）项目更新阶段：方案优化、结构分析、成品展示等；

（9）项目拆除阶段：爆破模拟、废弃物处理、环境绿化、废弃运输处理等。

目前，我国正在进行世界最大规模的基础建设，工程项目规模日益扩大，结构形式愈加复杂，尤其是超大型工程项目层出不穷，使企业和项目都面临巨大的投资风险、技术风险和管理风险。然而，当前的管理模式和信息化手段都无法适应现代化建设的需要。应用 BIM 技术，从根本上解决建筑生命期各阶段和各专业系统间的信息断层问题，全面提高设计、施工技术、管理的信息化水平和应用效果，已成为建设企业的迫切需求。

11.2 BIM 建模平台

1. BIM 建模软件

目前，BIM 软件数量已有几十个，甚至上百个之多。BIM 应用专家何关培先生对在全球具有一定市场占有率，且在国内市场具有一定影响力和知名度的 BIM 软件（包括能发挥 BIM 价值的软件）进行梳理和归纳，提出各类 BIM 软件总体的相互关系，如图 11-1 所示。

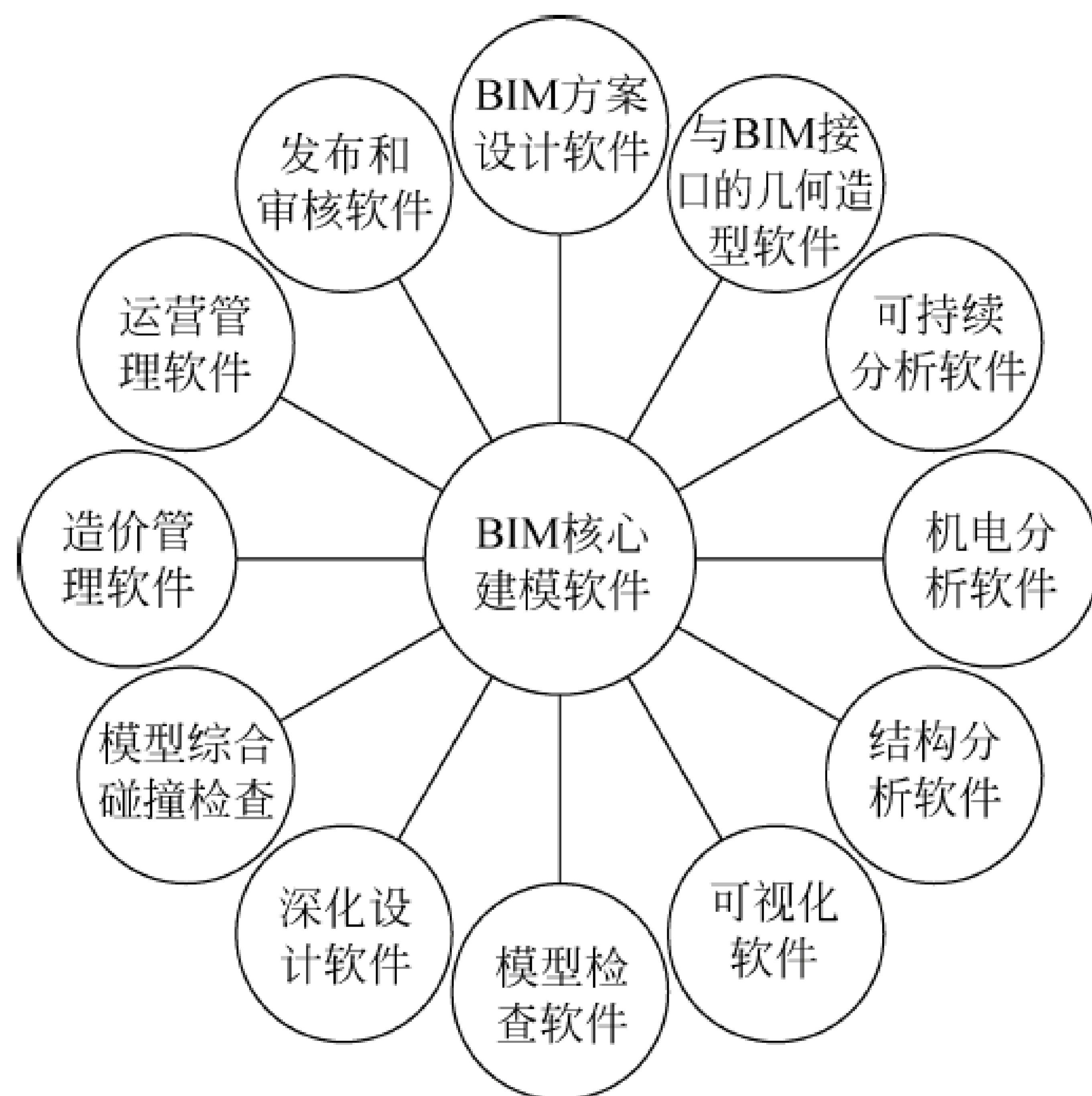


图 11-1 何氏分类法

从功能上看，BIM 软件分为建模软件、分析软件、造价软件、管控软件、运维软件。

1）建模阶段

目前主流 BIM 核心建模软件如图 11-2 所示。

(1) Autodesk 公司的 Revit 建筑、结构和机电系列在国内民用建筑市场上携此前 AutoCAD 广布之天然优势，兼容性强，应用广泛。Revit 具有强大的体量创建、自适应族的建筑复杂造型功能，族库强大，可支持二次开发，且平台模型整合能力强，但多用于建筑工程。

(2) Bentley 公司的建筑、结构和设备系列支持任何形体较为复杂的曲面，各专业设计能力和协同设计方面突出。但二次开发能力较弱，价格昂贵。Bentley 系列产品在工业设计（石油、化工、电力等）和市政基础设施（道路、桥梁等）领域具有较大优势。

(3) Nemetschek/Graphisoft 公司的 ArchiCAD/AllPLAN/VectorWorks 产品中，ArchiCAD 作为一款最早的、具有一定市场影响力的 BIM 核心建模软件，为国内同行熟悉。

(4) Dassault 公司的 CATIA 以及 Gery Technology 公司的 Digital Project 产品中，CATIA 是全球高端的机械设计制造软件，在航空、航天、汽车等领域占据垄断地位，且其建模能力、表现能力和信息管理能力均比传统建筑类软件更具明显优势，曲面精度高，所有专业可在同一平台完成（包括地质、地形等）；Digital Project 则是在 CATIA 基础上开发的一个专门面向工程建设行业的应用软件（即二次开发软件），其缺点是不易上手。

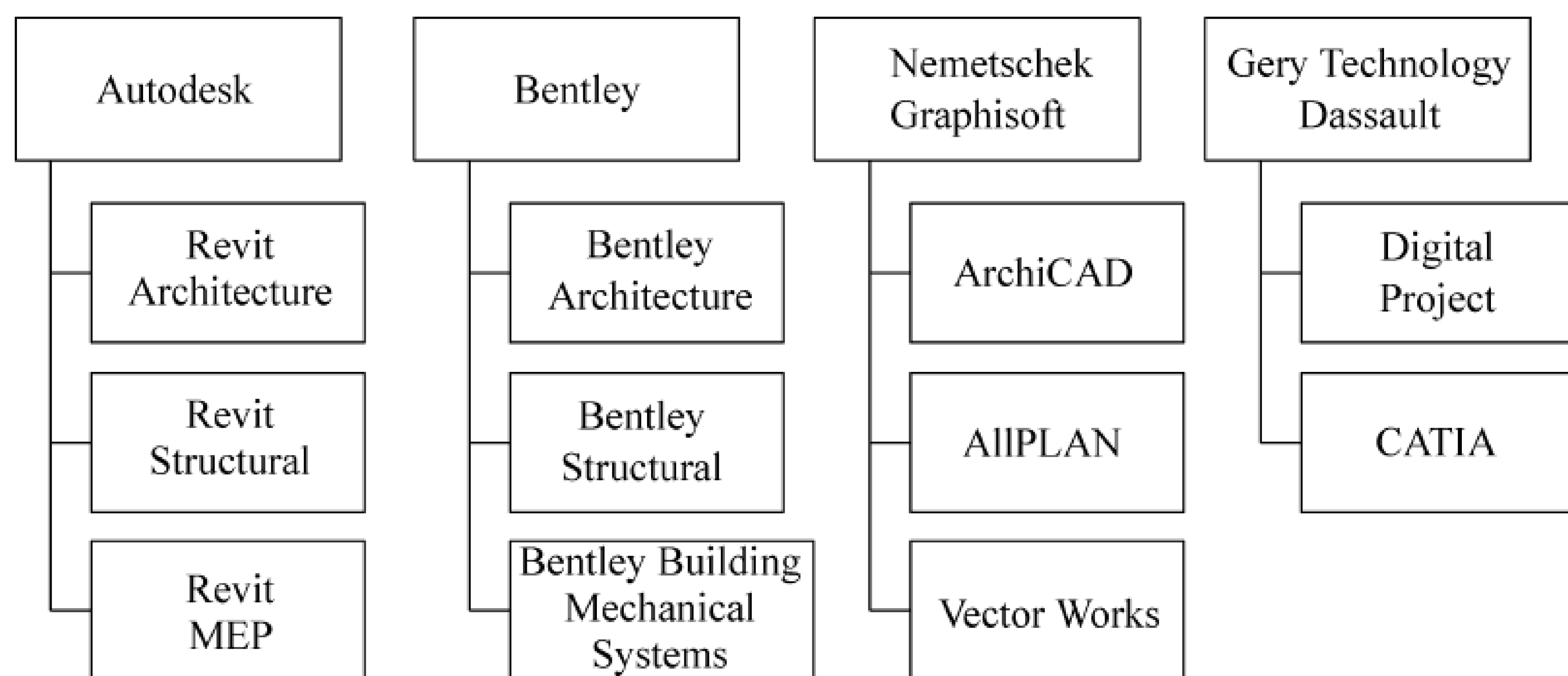


图 11-2　主流 BIM 软件

2) 结构设计和建筑分析阶段

该阶段一般采用国内比较权威的软件——SAP、Etabs、PKPM 结构设计、节能设计、绿建设计、清华日照等成熟的软件做分析。

3) 在招投标、施工阶段预算造价工作

该阶段一般采用广联达钢筋、图形、计价软件进行造价算量、套价，完成招标控制价、投标报价的编制。

4) 在招投标、施工阶段管理控制工作

该阶段一般采用 BIM 5D 软件进行进度工期控制、造价控制、质量管理、安全管理、施工管理、合同管理、物资管理、3D 技术交底、施工模拟等工程管理控制。

5) 运维阶段

该阶段一般采用国内运维软件进行物业的维修管理。

2. 地铁隧道选线设计中的 BIM 建模平台

BIM 在建筑行业的应用较为成熟，建筑是基于轴线来定位的。与建筑行业对比，地铁

隧道工程是基于道路中心线来定位的，而这条线不像建筑的轴线那么横平竖直，是由直线、缓和曲线和圆曲线组成，绵延几十甚至上百千米的线性工程。铁路、公路和地铁独有的专业领域，包括地理信息、工程地质、线路、路基、桥梁、隧道、机电等。

根据地铁、隧道线性工程的特点，在规划设计方面，选用合适的 BIM 软件则是至关重要的。目前来看，线路设计采用的 BIM 软件平台，主要有以下几种实现方式。

(1) Autodesk 公司的 Civil3D 是为土木工程行业开发的 3D 建模软件，与地形结合紧密，通过沿线路扫掠截面建模，广泛应用在道路设计行业，可以实现路线设计(图 11-3)。其优势是做道路，可以完成桥梁、隧道线形设计，在我国应用很广。其缺点是无法进行隧道 BIM 细部设计。



图 11-3 3D 路线设计

(2) Bentley 公司 PowerCivil 软件，其 3D 图形平台是 Microstation，前身是 inroads，有近 20 年的发展历史，是一款专业的道路设计软件，有非常强悍的平、纵、横工具，可以做道路、公路隧道和城市地下隧道，是目前城市地下隧道设计中较为有优势的一款软件。使用该软件，可以完成城市地下隧道各匝道进出、主匝道变宽、变窄、变高、变低等多种断面变化设计，但其桥梁建模功能较弱。

(3) 法国达索(Dassault)公司研发的系列软件广泛应用于航空航天、汽车制造、机械设计等领域，该平台之所以能作为 BIM 的核心建模工作，是因为它能创建出复杂的 3D 实体模型，并用于仿真分析、模拟等。例如，CATIA 可参数化建模，采用模板可快速建立同类不同位置的模型，常用于 3D 模型建立；而 DELMIA 可进行仿真模拟、资源优化，普遍应用在模型仿真；SIMULIA 可用于分析仿真，进行有限元计算，广泛运用在模型分析。

线路总体设计阶段主要解决两个问题——地形 3D 模型和地质 3D 模型，主要有以下实现途径。①运用 Civil3D 软件制作无数据信息的 3D 模型，并结合 Google Earth 提取的 3D 地形数据生成 3D 数据模型。在 3D 数据模型的基础上，结合地质软件进行地质专业的设计，以生成地铁隧道地质 3D 模型(图 11-4)。②与 GIS(geographic information system)结合，特别适用于修建在山区的隧道工程。该地区地质复杂，如将 BIM 技术和 GIS 技术融合使

用,在现有 GIS 地理数据的基础上进行 BIM 软件模型的分析,将使建模和分析过程大为简化。

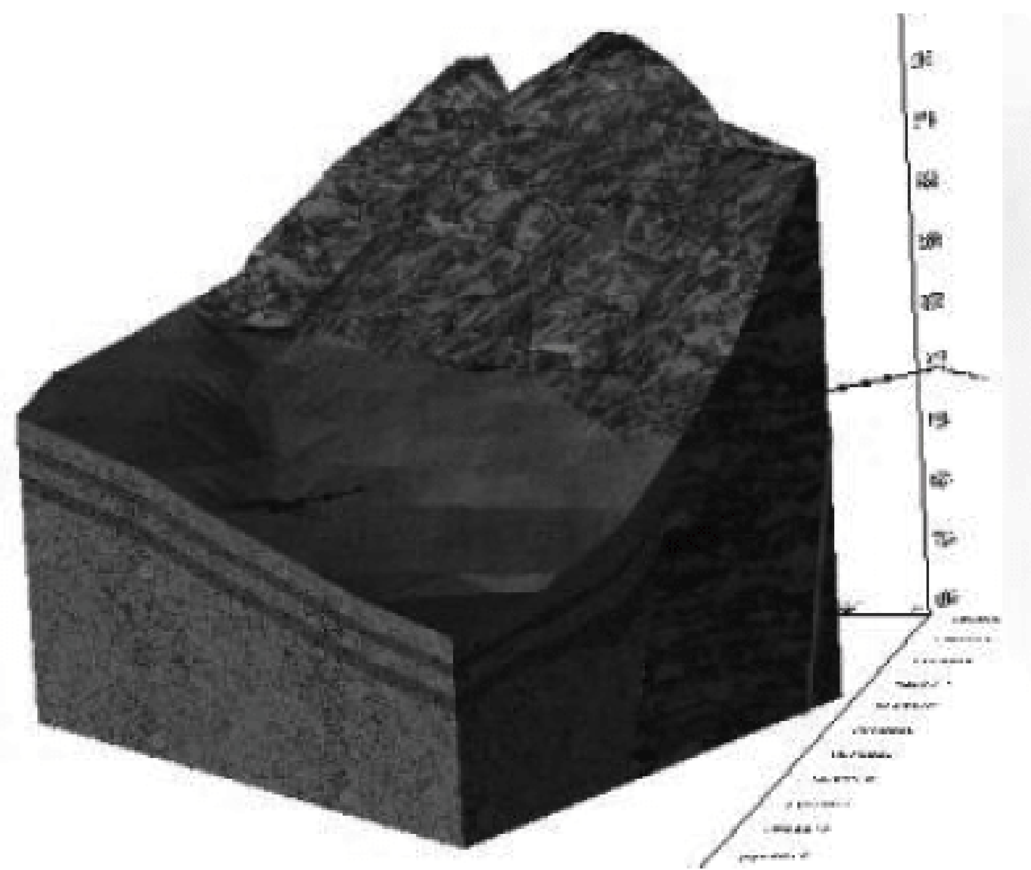


图 11-4 隧道地质模型

11.3 BIM 在隧道工程中的应用



11-1 隧道 BIM

与建筑业不同,隧道工程具有带状分布、与地形地质关系密切等特征,因此隧道工程 BIM 的实施不能照搬建筑业中已成熟的 BIM 技术路线。

1. 隧道 BIM 设计技术路线

1）模型架构设计

隧道模型包含洞身和洞门。按施工分部进行划分,洞身(暗洞)分为超前支护、初期支护、二次衬砌和沟槽四部分,共包含 30 余个结构模型(图 11-5)。对模型进行架构设计有以下优势：①模型有清晰的结构层次,易于修改、检查和浏览；②对模型特征树命名,通过制作隧道结构树并配置底层数据库,便于模型信息的存储和提取。

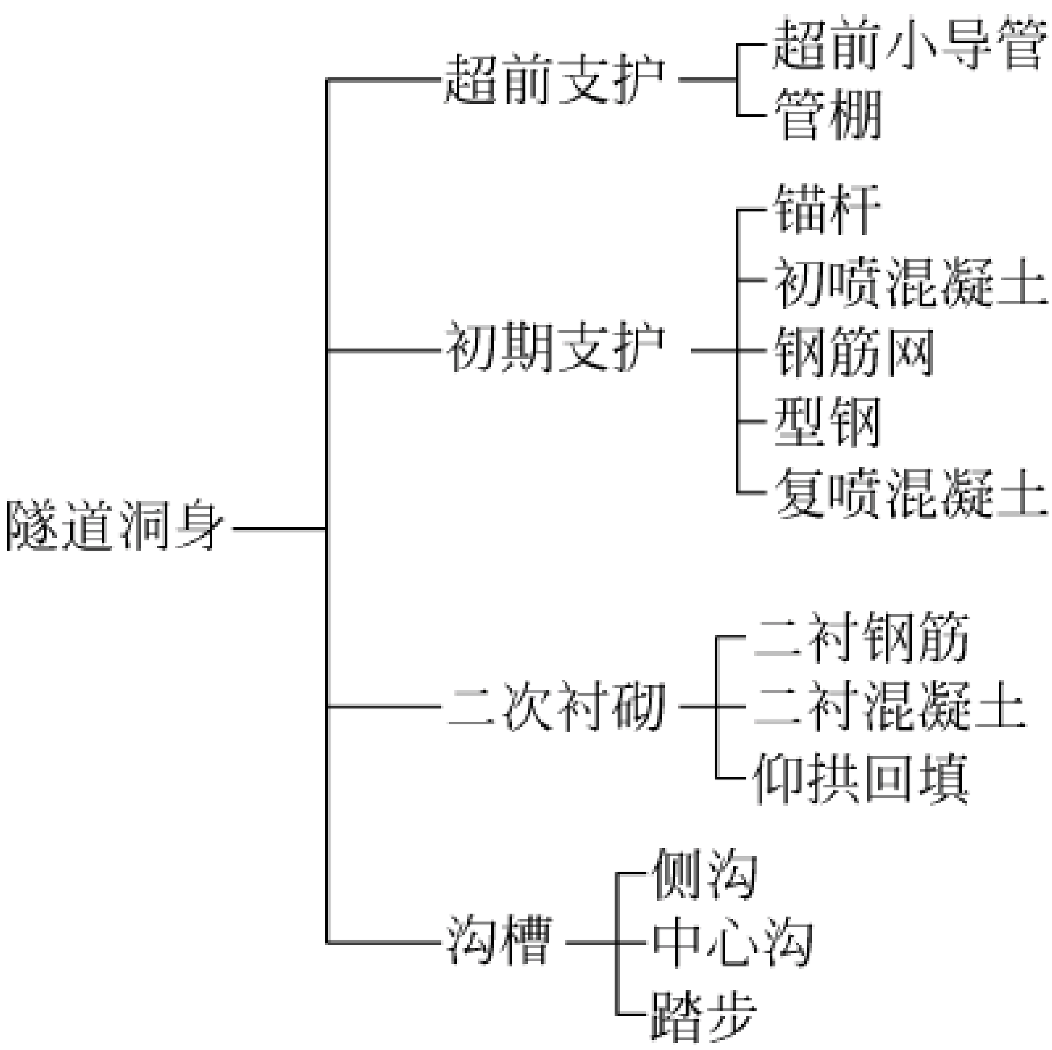


图 11-5 暗挖隧道结构信息

族文件及类型(图 11-6)主要包括洞门、超前大(中)管棚、超前小导管、系统锚杆、喷混凝土、钢筋网、防水板、钢架、拱墙、仰拱、电缆沟槽、盖板、中央水沟、踏步、仰拱填充等；斜井锚杆、钢架、喷混凝土、衬砌；专用洞室等。

最后通过组装构件形成模型。隧道施工 BIM 模型如图 11-7 所示。

2）模型参数化设计(图 11-8)

隧道结构断面多是规范规定的标准断面,参数化设计可以实现不同断面模型的可视化修改,即模型的实时驱动修改。模型驱动的关键在于从实物中准确提取控制参数,并将控制参数与模型通过软件链接。

3）信息附加(图 11-9)

BIM 软件具有开放的数据,通过二次开发可为几何模型附加信息。以超前管棚为例,

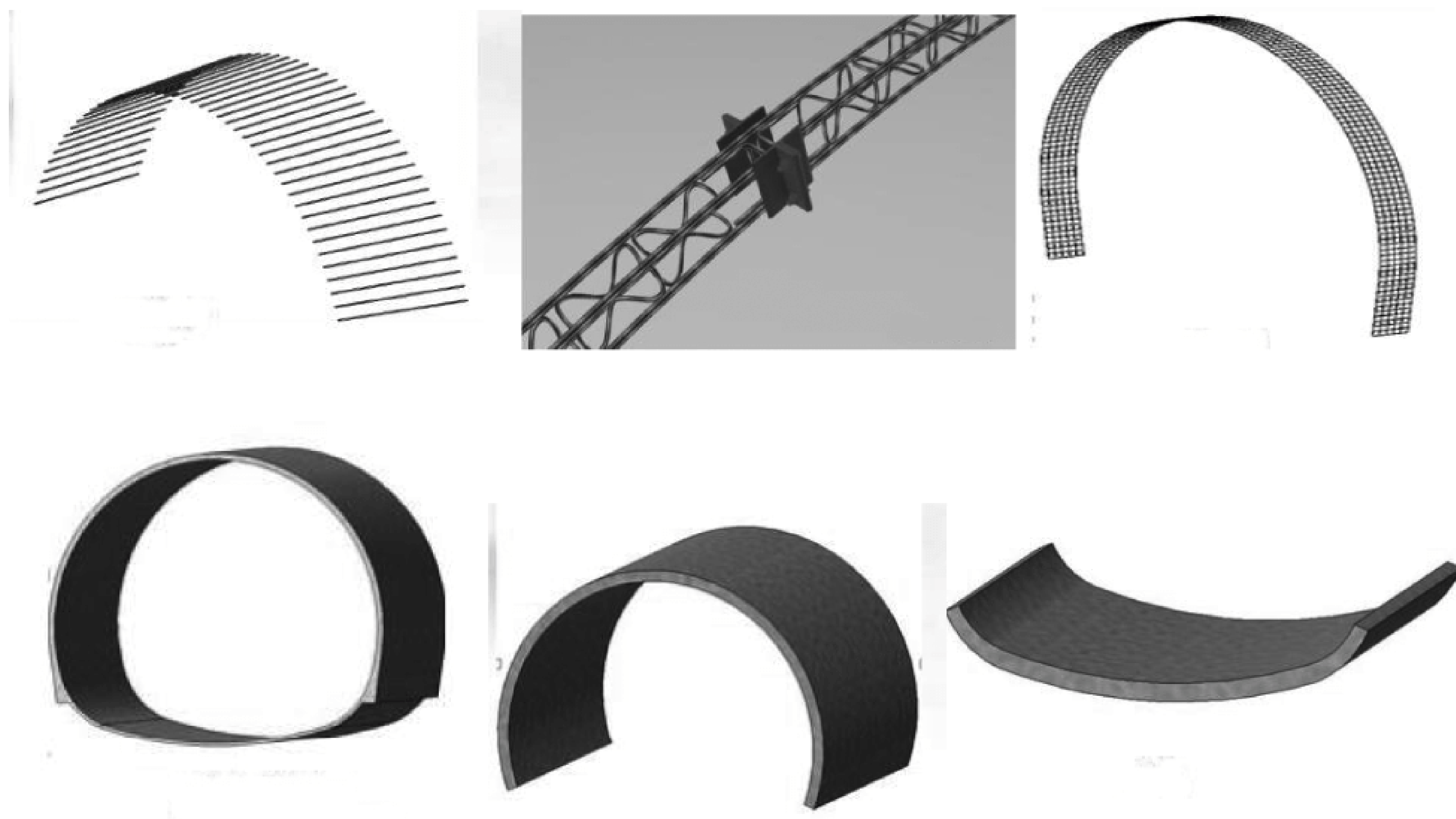


图 11-6 隧道 BIM 族块

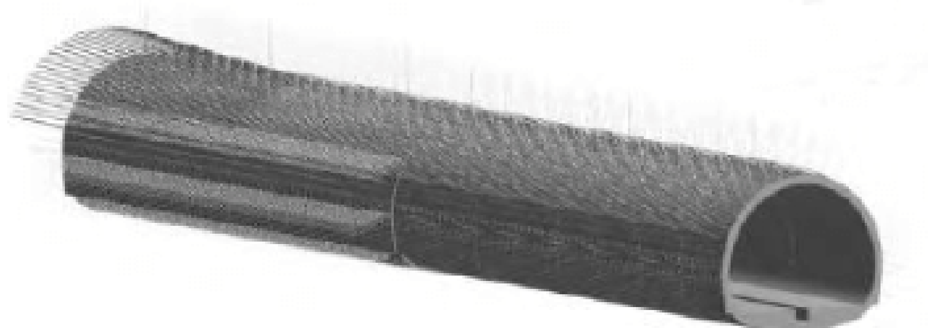


图 11-7 隧道施工 BIM 模型

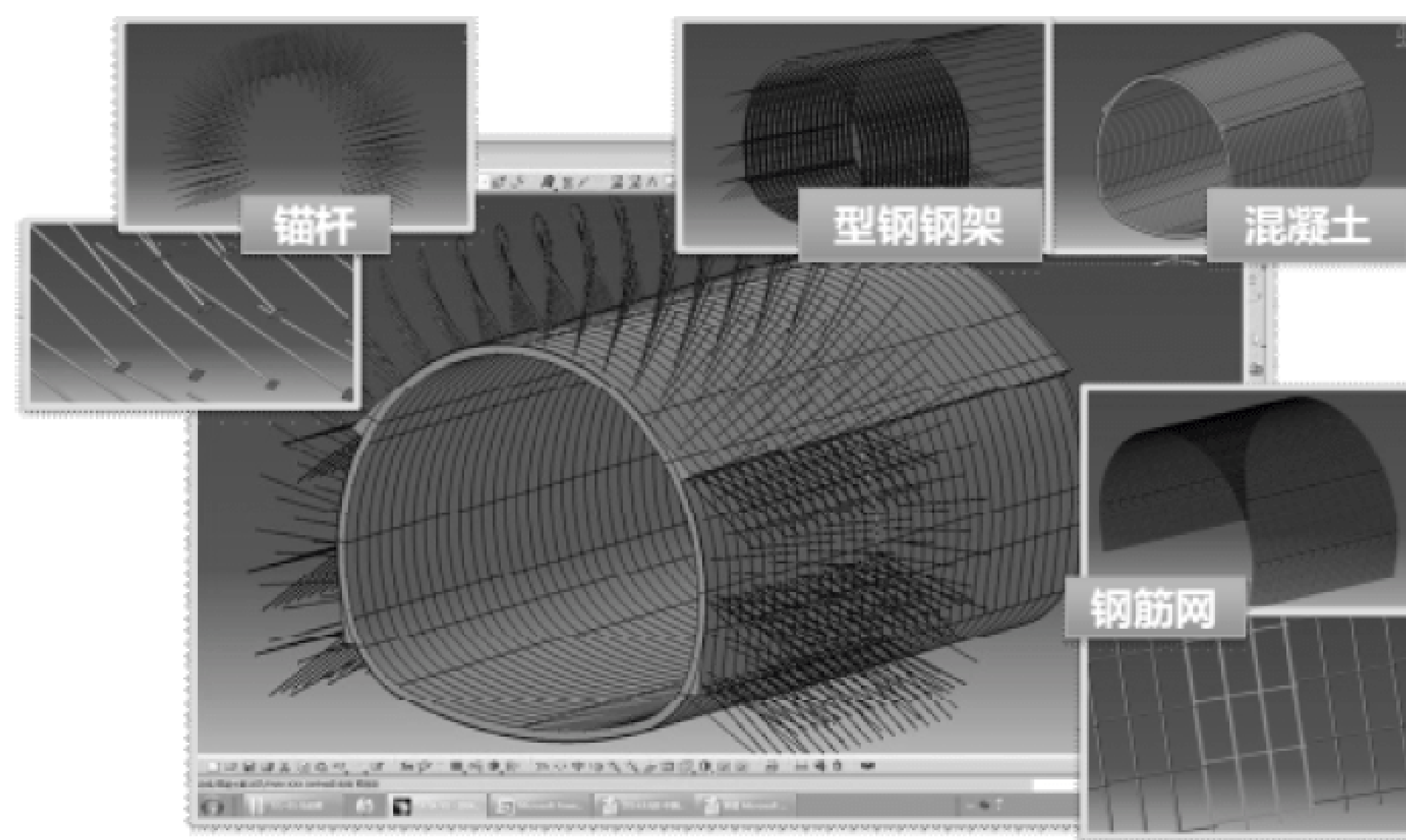


图 11-8 洞身初期支护实体模型

在模型中可以清楚地了解管棚的设置范围、管径、管长、外插角、注浆类型和导向墙混凝土型号等信息。

4）碰撞检查

可以利用可视化的 3D 模型进行碰撞检查(图 11-10)。碰撞检查包含隧道内部结构的碰撞、管线与隧道结构的碰撞和管线之间的碰撞等。在设计阶段利用软件进行碰撞检查,可及时调整设计,大量减少施工阶段的设计变更,极大地节约成本。

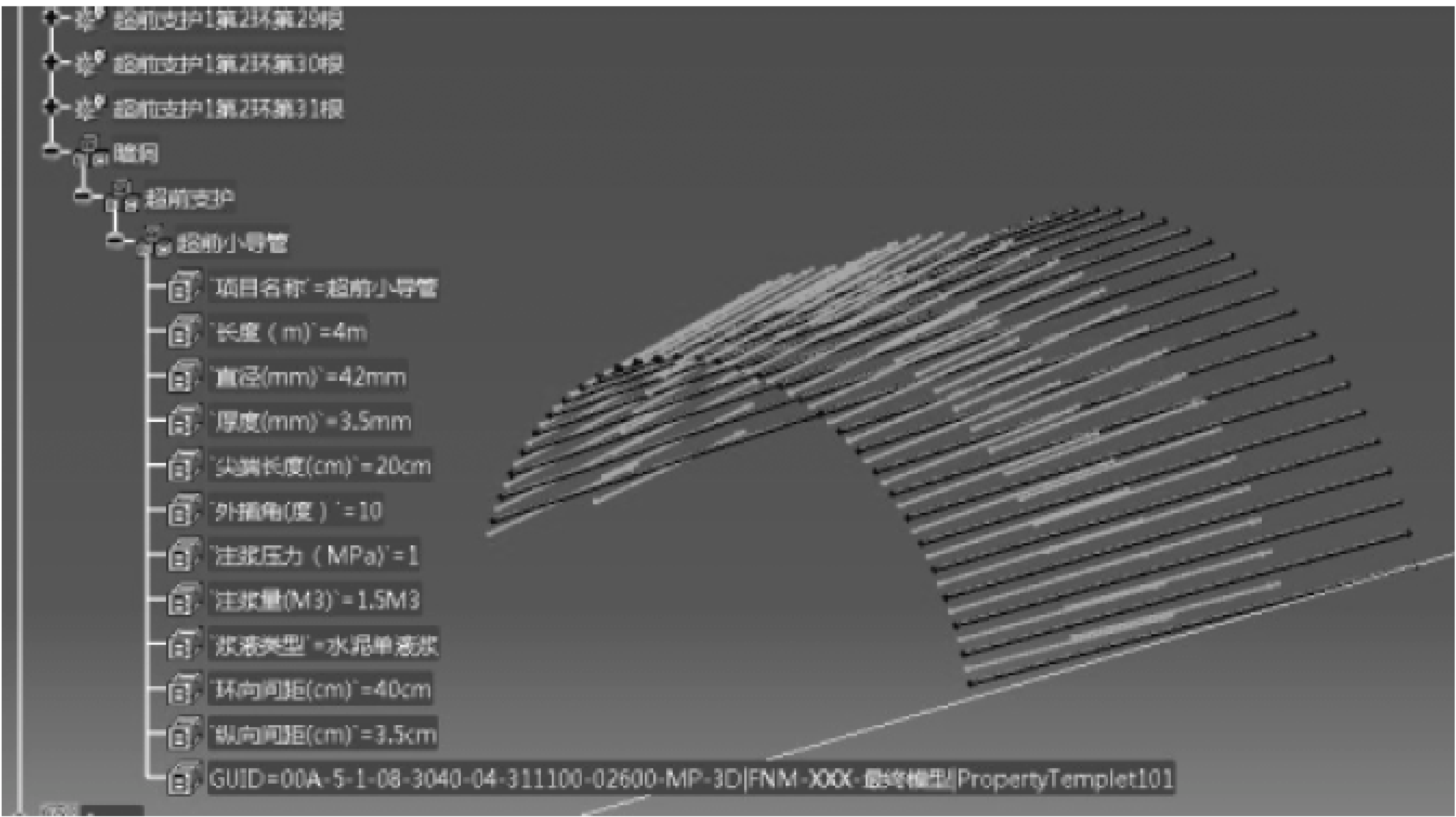


图 11-9 模型信息附加

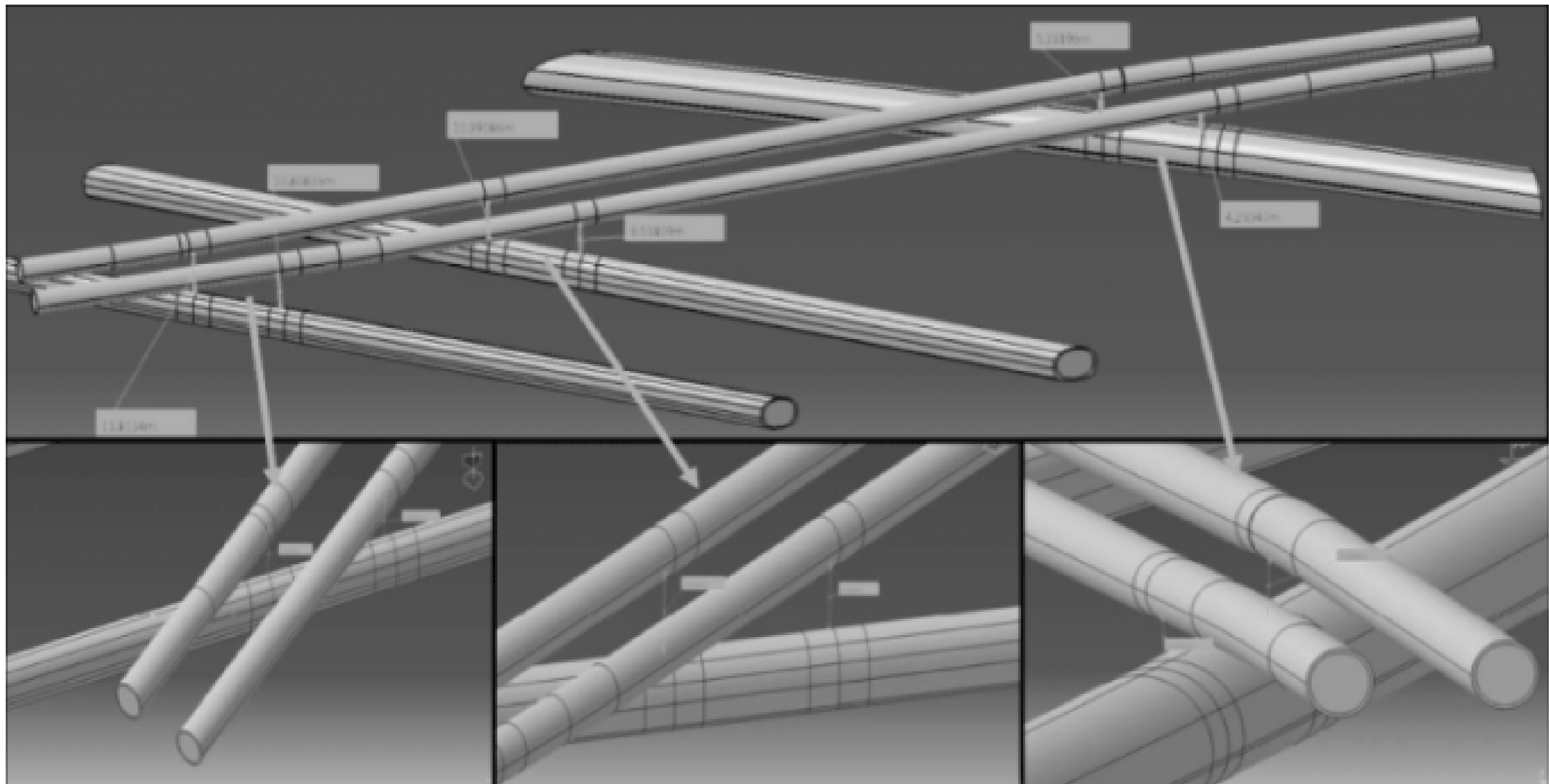


图 11-10 碰撞检查

5）2D 出图(图 11-11)和工程算量

BIM 模型尚未完全应用于施工和运营维护阶段。利用 3D 模型生成可用于施工的 2D 图纸及工程量计算仍是现阶段 BIM 设计的重要工作内容。

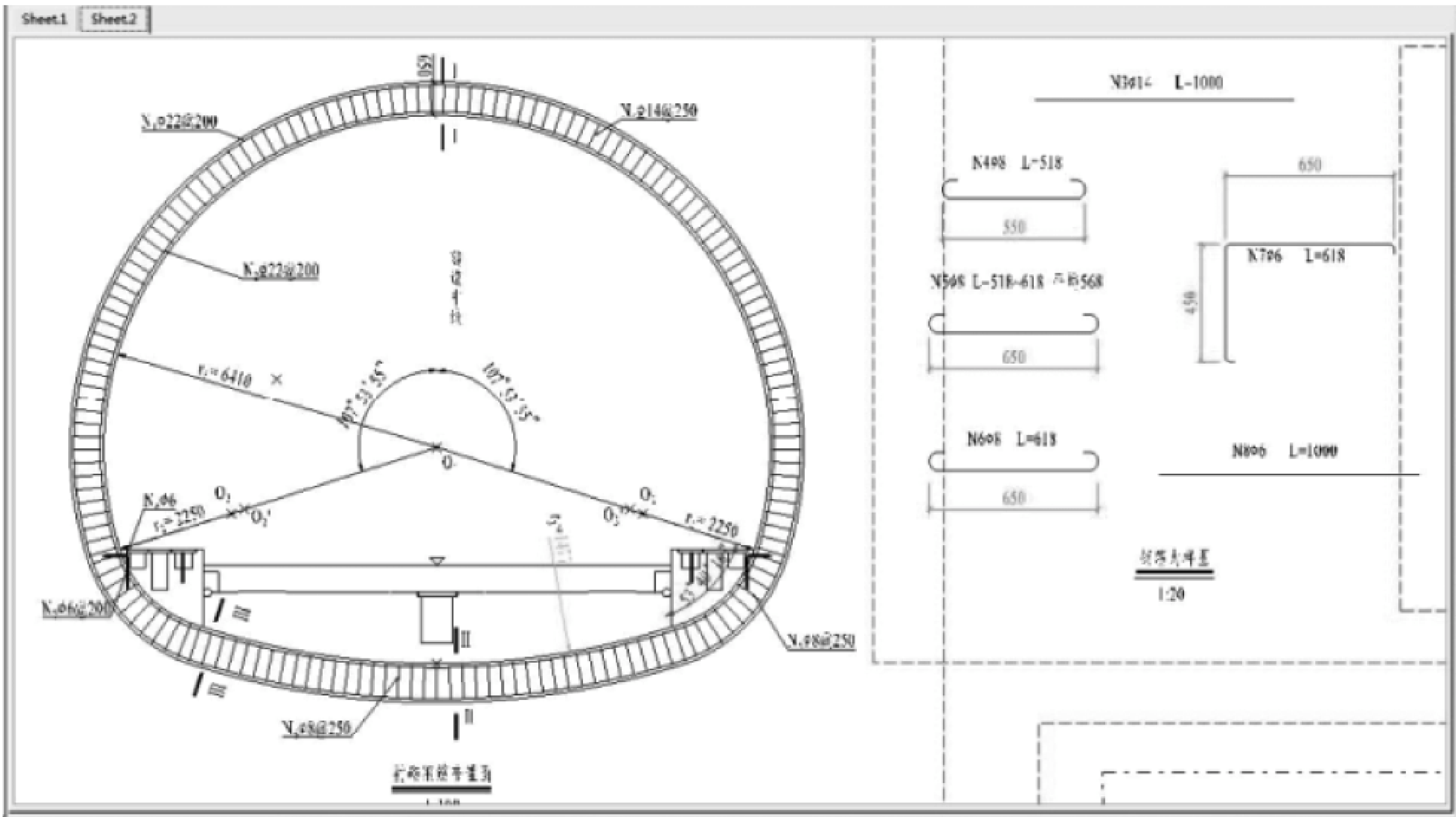


图 11-11 2D 出图

6）模型后续利用

应对隧道进行结构稳定性和安全性分析，而且隧道的防火、疏散、通风等功能要求较高。这些都基于专业的分析模拟软件，而 BIM 模型的建立有助于相关的分析研究。

BIM 建模软件不但可以创建物理模型，而且可创建结构模型如构件边界条件、结构荷载、梁分析模型、柱分析模型及楼板分析模型等，承载这些信息的模型就是结构分析模型。但 BIM 本身不具备结构分析功能，其结构分析需要通过与其他结构分析软件如 PKPM、SAP 等结合完成。

图 11-12 给出了隧道 BIM 设计技术思路。

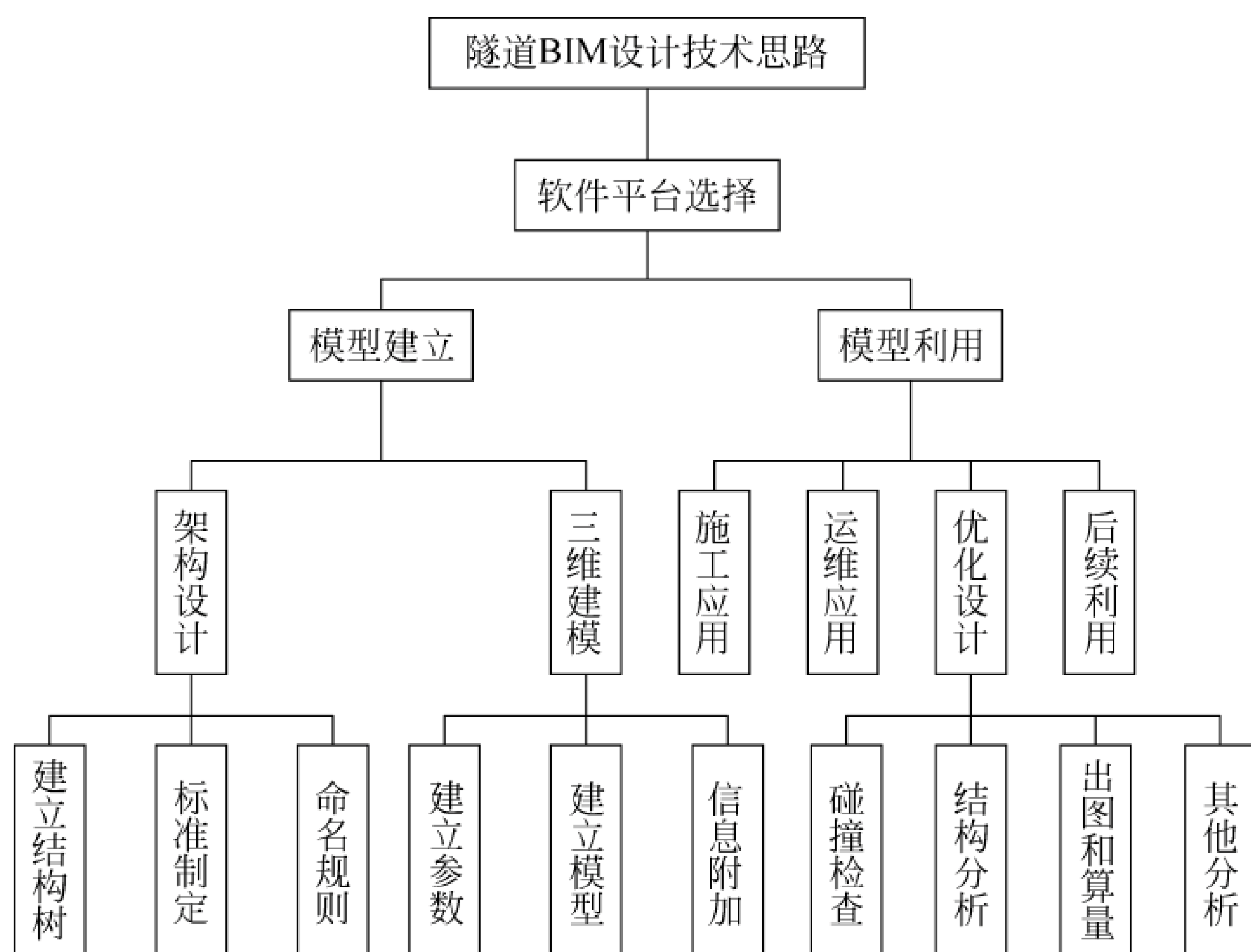


图 11-12 基于 BIM 的隧道设计路线

2. 施工阶段 BIM 应用

设计阶段的数据可为施工提供一系列数据，为实现虚拟施工、工程动态管理与核算提供基础。

1）工程量动态核算

在施工过程中，根据 2D 图纸计算工程量十分繁琐，浪费了大量的人力物力，且精度不高，对工程计量的影响很大；而 BIM 数字信息模型具有精准的 3D 体量，结合施工进度，可以快速获取阶段工程量。具体方法如下：

（1）用 Revit 建立分部分项工程 BIM 模型，赋予模型构件的体量、施工阶段属性信息；

（2）根据实际施工状态，统计当前施工阶段的分部分项模型体量明细表；

（3）参照工程量计算量纲公式规则，由模型体量生成分部分项工程量。例如，图 11-13 是复合式隧道开挖步模型，其中初期支护、仰拱及仰拱填充轴向长度是 6m，拱墙轴向长度是 12m。Revit 可自动统计出模型构

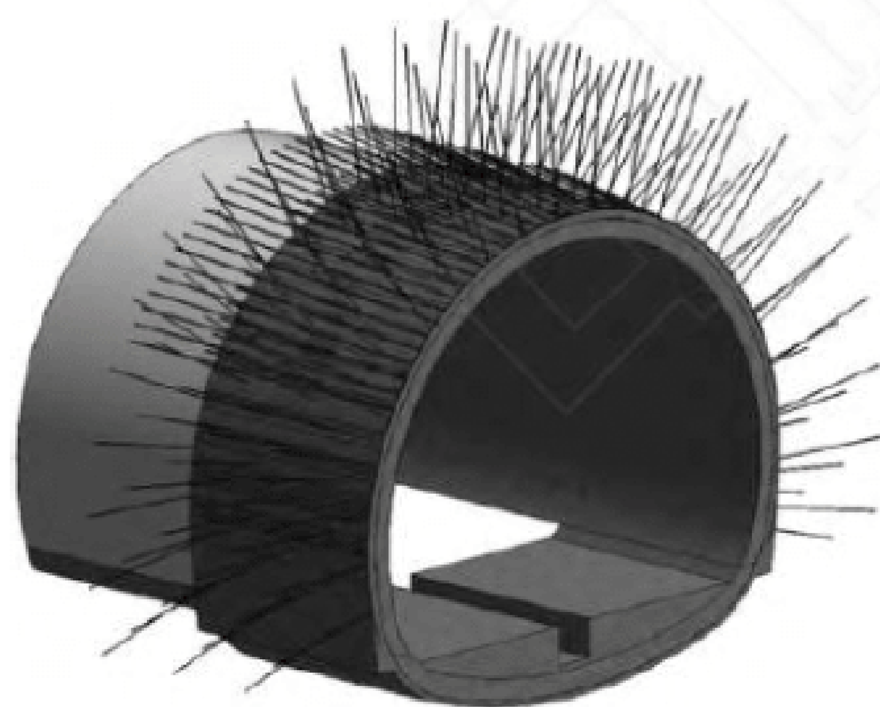


图 11-13 复合式衬砌隧道模型

件体量,按照工程量量纲公式规则,最终得到开挖步的工程量。

2) 施工组织优化

BIM软件实现了4D施工虚拟、工法转换分析、施组调节、工期预测等功能。4D虚拟施工可以采用Autodesk Navisworks的虚拟仿真环境,对3D几何空间模型添加时间维度,虚拟推演实际施工过程。具体来说,是将BIM模型与施工组织进度计划相关联,以进度驱动模型的虚拟仿真。具体技术路线如下:

(1) 用AutodeskRevit建立3D数字模型,赋予每一构件施工工序属性参数;

(2) 用Project编制工序的时间任务项数据源;

(3) 用Navisworks集成模型和工序时间数据源,在虚拟仿真环境中实现模型的虚拟建造。同时进行实时的过程交互,虚拟推演施工方案,动态检查方案可行性及存在的问题,优化调整施工装备、工艺等。基于BIM的虚拟施工方案流程如图11-14所示。

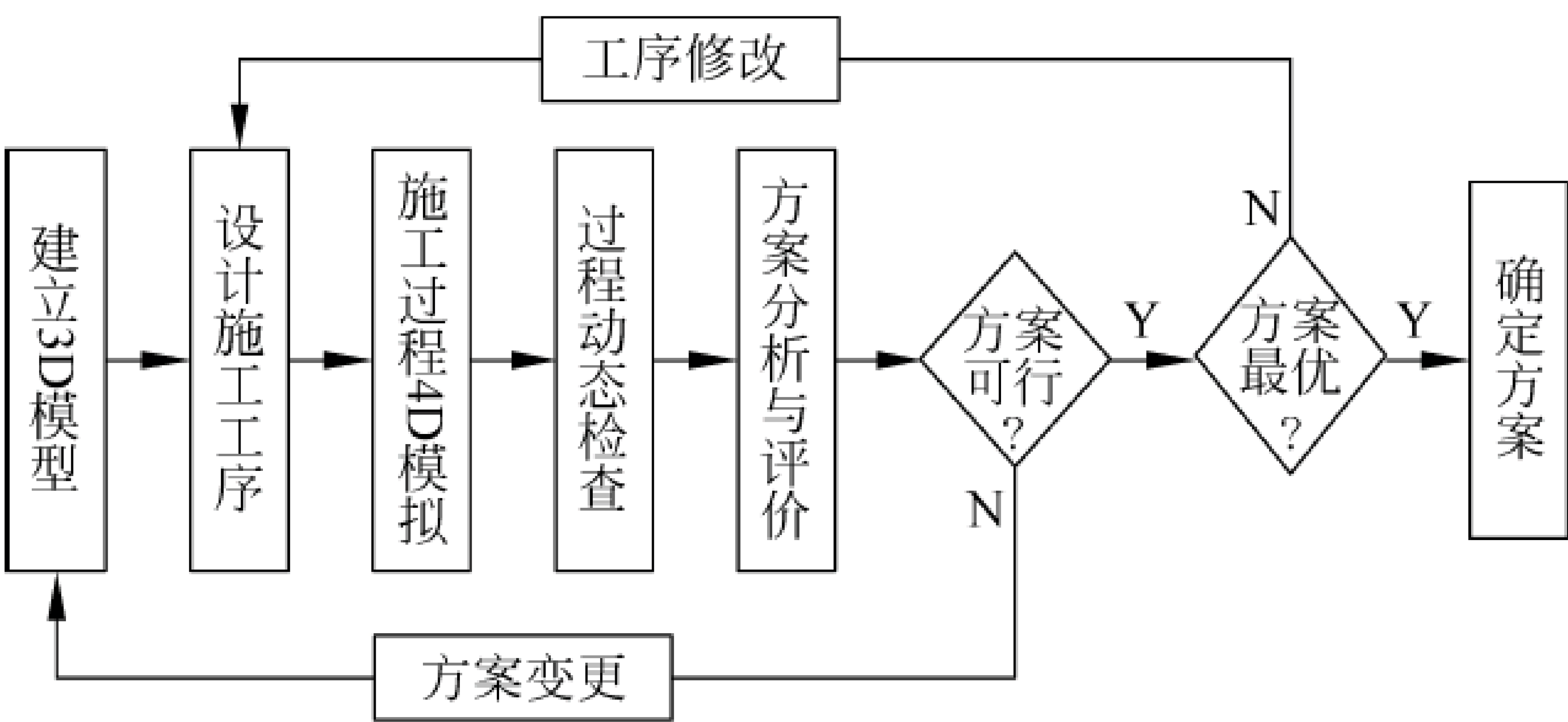


图11-14 基于BIM的虚拟施工方案流程

利用BIM虚拟仿真技术,进行结构节点施工工法的3D展示,将结构设计和施工方案变得更加直观,方便施工作业人员的理解运用。通过Autodesk Revit软件创建施工BIM模型,并定义构件“阶段化”施工顺序,将模型导入Autodesk Navisworks软件,搭建虚拟仿真环境,以展现模型的施工工法,进行可视化交底,如图11-15所示。

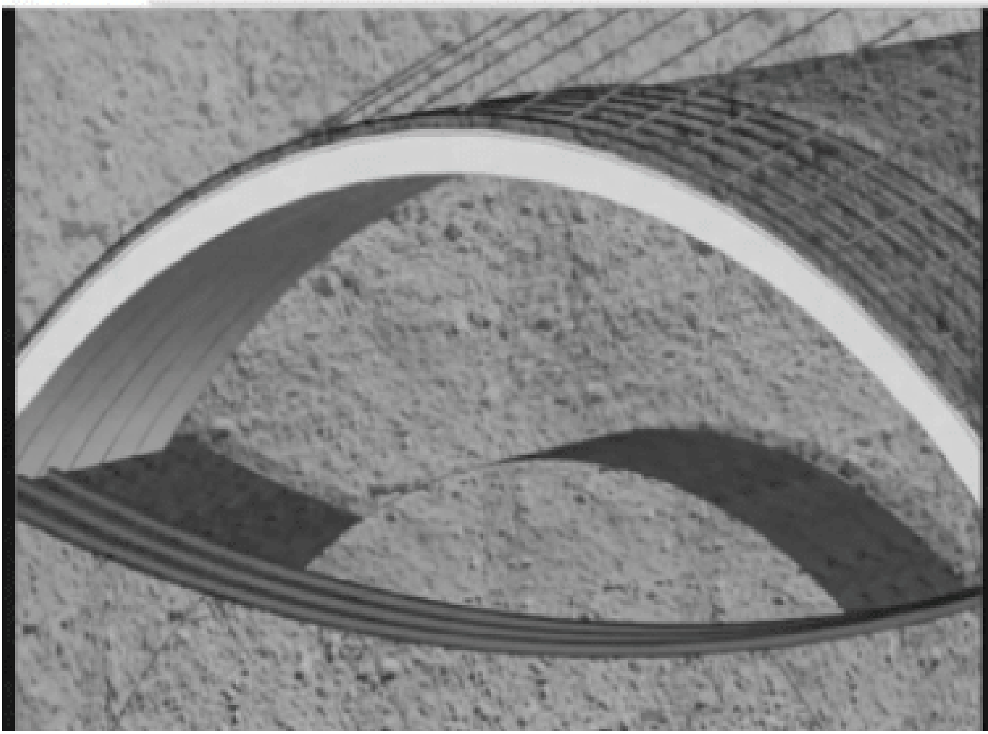


图11-15 施工模拟

将BIM与VR(虚拟现实)、AR(增强现实)甚至与MR(混合现实)技术相结合,不仅可以让使用者看到模型,还可以身临其境地感受模型。鲁班BIM已经实现了和VR的对接,根据施工组织设计的进度计划,将鲁班BIM模型的构件赋予时间等参数,可进行5D动态展示,提前反映施工难点,展现施工工艺流程。随着“BIM+”技术的发展,BIM还可以让体验者触摸到这种模型,可以在施工前就看到施工后的工程状态,详细地了解施工过程中可能会发生的某个事件。

3) 现场管理

结合视频监控、监测检测等技术,并与BIM相结合,可实现施工现场实时管理。

3. 运营BIM应用

(1) 人员管理:基于BIM数据协同管理平台,结合相应的开发工具和系统,可在施工移

交的竣工 BIM 模型、数据的基础上，实现运营阶段的 BIM 应用。

（2）物资设备管理：在移交的 BIM 模型数据和数据协同的基础上，结合相应的开发工具和系统，可实现运营阶段物资设备的数据级管理，为运营阶段的维修养护提供技术保障。

（3）管理与监控：在运营阶段，利用 BIM 模型及相关信息可为实现运营阶段的管理与监控提供技术保障，如图 11-16 所示。

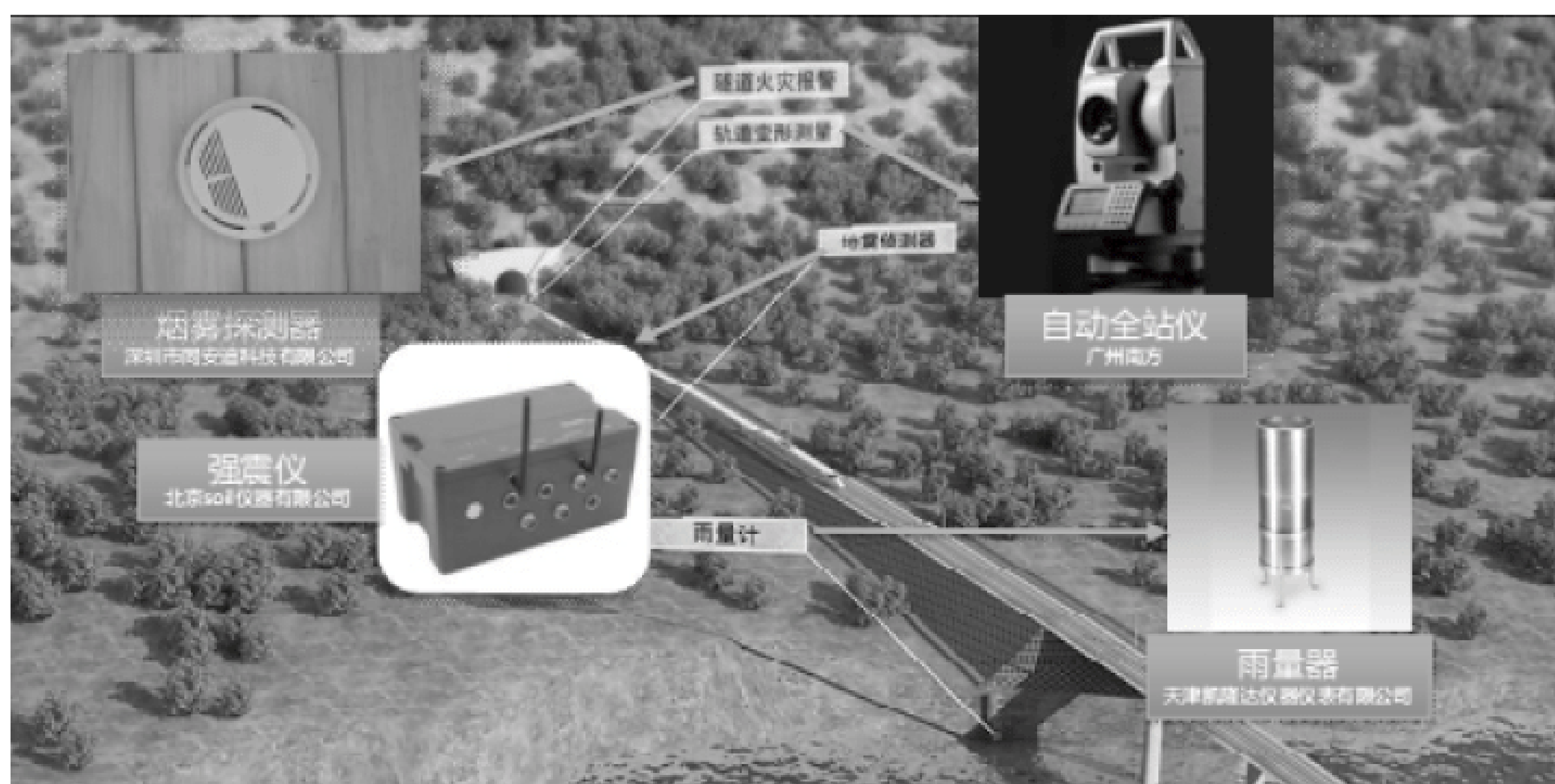


图 11-16 运营监控

（4）灾害模拟与演练：利用 BIM 相关软件可以模拟隧道内发生自然灾害和事故灾难等紧急状况时的应急措施。

11.4 BIM 在地铁工程中的应用



11-2 地铁 BIM

地铁工程区别于民用建筑工程，主要是地下工程，并且涵盖的系统专业非常多。现有的 BIM 软件和标准并不适合直接用于地铁 BIM 建模工作。地铁是一项复杂的市政公用工程项目，牵涉的工作界面远比民用建筑工程要多。

11.4.1 规划设计阶段

1. 各专业模型构建

1）初步设计

初步设计主要是收集图纸及数据信息，根据设计方案模型或 2D 设计图建立 BIM 模型，在模型中生成平面图、立面图、剖面图，按照 BIM 模型输出施工图的标准进行尺寸标注，确保建筑专业模型中平面、立面、剖面视图表达的统一性及专业设计的完整性、正确性，检查结构专业模型中主要构件的尺寸和标注的统一性，使模型深度和 2D 设计深度保持一致。

2）施工图设计阶段

施工图设计阶段是将初步设计阶段的模型深化成施工图设计阶段模型，并对模型文件统一命名，给予模型构件附加材质信息，使 BIM 模型深度符合建模标准，并根据设计要求调整、完善 BIM 模型，后期利用模型进行施工指导，提高工作效率，减少返工现象。

3）深化设计

深化设计是将施工图设计阶段完成的模型进一步综合调整，根据不同管线的不同性质、

不同功能和不同施工要求，结合建筑装修的要求，统筹管线的位置排布。深化设计主要有以下步骤。

（1）复核施工图设计阶段 BIM 模型的架构和标准 BIM；

（2）机电深化设计 BIM 建模；

（3）辅助机电深化设计，并出图。

通过专业 BIM 模型的深化设计，合理分布工程各专业的位置，可最大限度地实现施工图设计阶段与施工阶段之间的过渡。图 11-17 给出了车站的 BIM 模型效果。

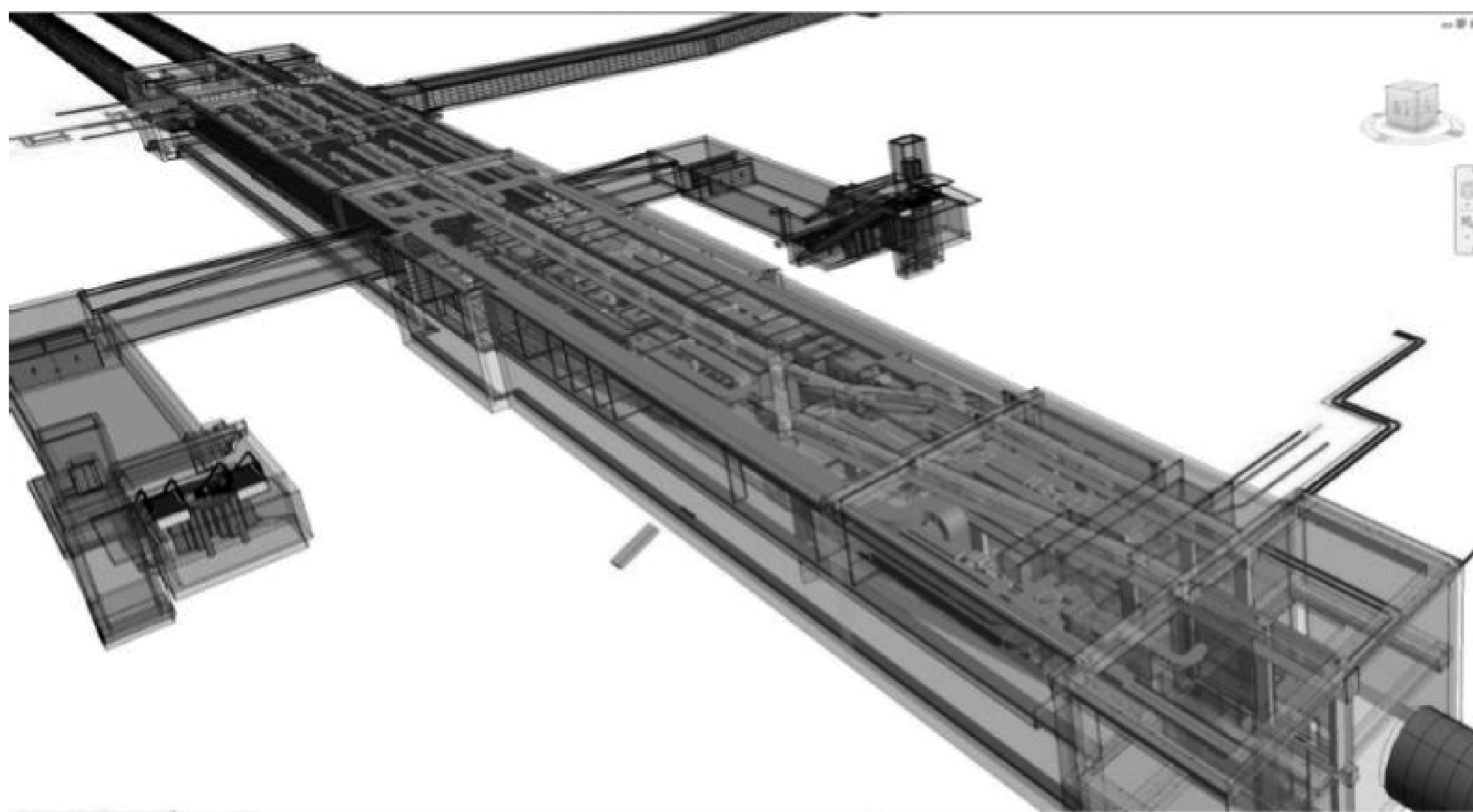


图 11-17　地铁车站 BIM 模型

2. 碰撞检测与 3D 管线综合

碰撞检测与 3D 管线综合的主要工作有收集图纸、各专业基于 2D 图纸所建并通过审核的模型及相关规范等；整合建筑、结构、给排水、暖通、电气等专业模型，形成整合的 BIM 模型；设定冲突检测及管线综合的基本原则，使用 BIM 软件，检查并调整机电信息模型中的冲突和碰撞，如图 11-18 所示。



图 11-18　设备房 BIM 模型图

3. 支吊架综合应用

支吊架综合应用是在 BIM 模型上完成综合支吊架的形式设计、平面设计、大样设计、材料统计、支吊架验算等，并能够自动生成结构计算书；融合暖通、给排水、电气、结构、建筑等多项专业技术要求，实现机电专业综合支吊架设置与结构校算的可视化、数字化 BIM 专项设计，使设计、施工技术人员能够简便快捷地完成复杂的综合支吊架设计计算；通过支吊架的数字加工和工厂化预制，可实现绿色施工和节材。

结合现场实测，调整模型，保证模型与现场尺寸一致，进行二次碰撞检查和预留孔洞设计。为 3D 局部视图交底，分专业出详图模型出具，支、吊架安装模拟提供技术支持(图 11-19)；实现安装进展与模型同步。

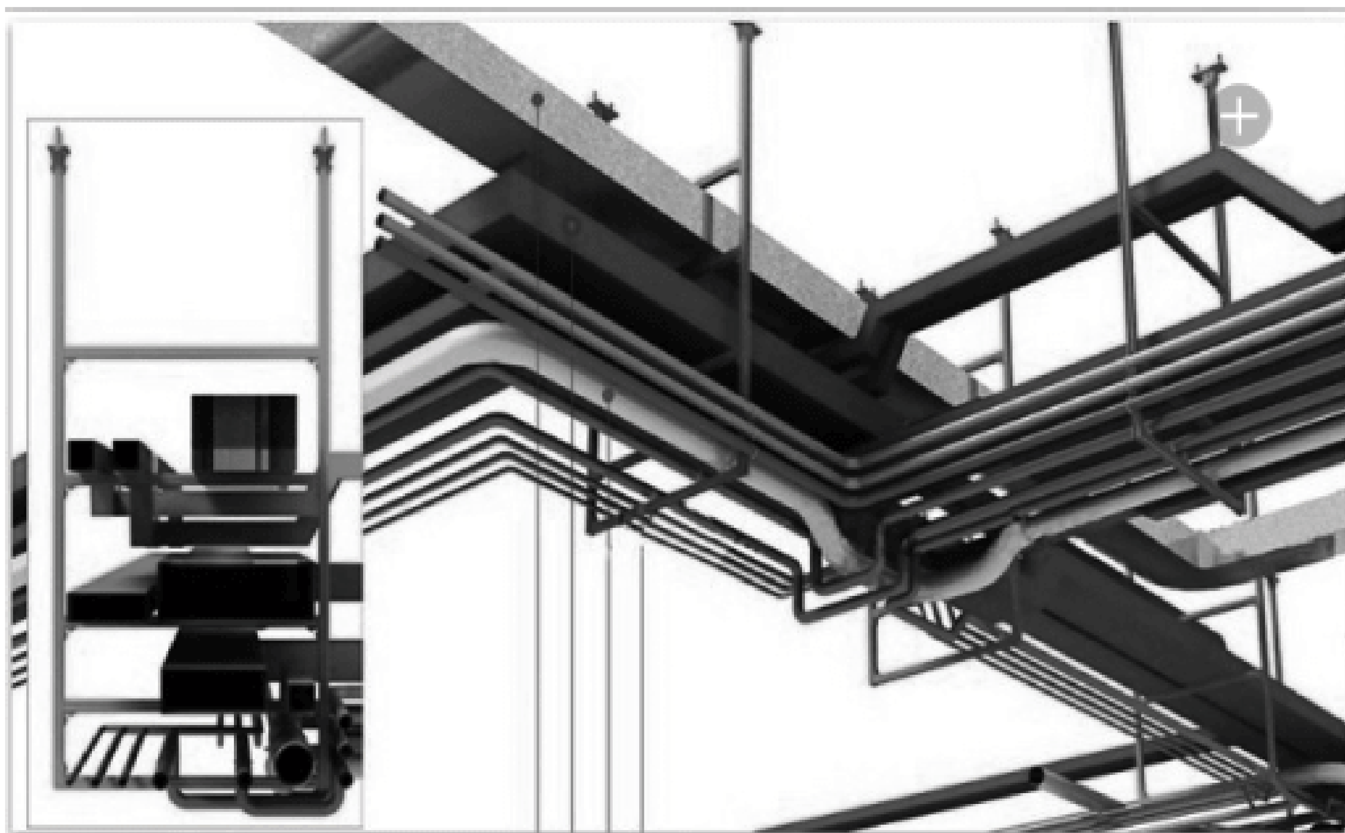


图 11-19 支、吊架 BIM 模型图

4. 辅助施工图设计

辅助施工图设计是依据 BIM 模型出图标准、图纸目录及表达方式，通过审批的有效结构施工图以及设计文件参照的国家规范和标准图集及设计变更(包括各专业协调优化设计方案修改)等数据来源，深化设计的专业施工图设计模型，通过 2D 剖切或 2D 为主、3D 辅助表达的方式导出施工图，包括建筑施工图，结构施工图，内容包括图纸说明、图纸目录、平面图、立面图、剖面图、门窗大样图、局部放大图等。

5. 图纸会审

图纸会审是利用 3D 模型作为会审的沟通平台，根据项目现场数据采集结果，整合项目设计阶段模型，进行设计、施工数据检测、问题协调，在 3D 模型的基础上，检测设计碰撞(图 11-20)，核查设计问题及施工可行性，协调问题解决方案，检查图纸是否符合相关条文规定、是否满足施工要求，施工工艺与设计要求是否矛盾，以及两个专业之间是否冲突，将 3D 模型作为多方会审的沟通媒介，在多方会审前将图纸中出现的问题在 3D 模型中进行标记，完成图纸会审。

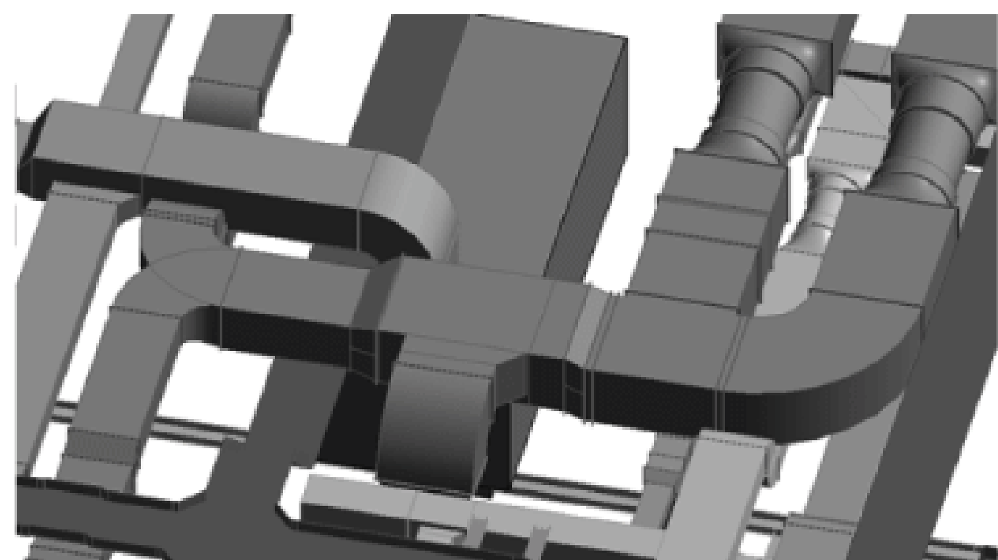


图 11-20 车站管线碰撞检查

11.4.2 施工阶段

1. 施工场地科学布置和管理

施工现场平面布置是对拟建项目施工场地的总体布置，是按照施工方案和施工进度的要求，对施工现场的道路交通、材料仓库、附属企业、临时房屋、临时水电管线等做出合理的规划布置，从而正确处理全工地施工期间所需各项设施和永久建筑以及拟建工程之间的空间关系，科学合理地布置建筑施工场地，保障工程项目的质量，提升施工现场标准化，应用 BIM 技术可实现 3D 场布展示。

首先应收集数据，包括蓝图、施工场地布置方案和施工组织设计；再根据数据搭建完整的施工场地(阶段)3D 模型；然后进行施工场地布置模型建模，并对施工现场布置进行方案比选(图 11-21)，须遵循以下原则：

(1) 平面布置科学合理,施工场地所占用面积;

(2) 组织运输是否合理,是否能减少二次搬运;

(3) 施工区域的划分和场地临时占用应符合总体施工部署和流程要求,减少相互干扰;

(4) 临时设施是否便于生产和生活,办公区、生活区、生产区宜分离设置。

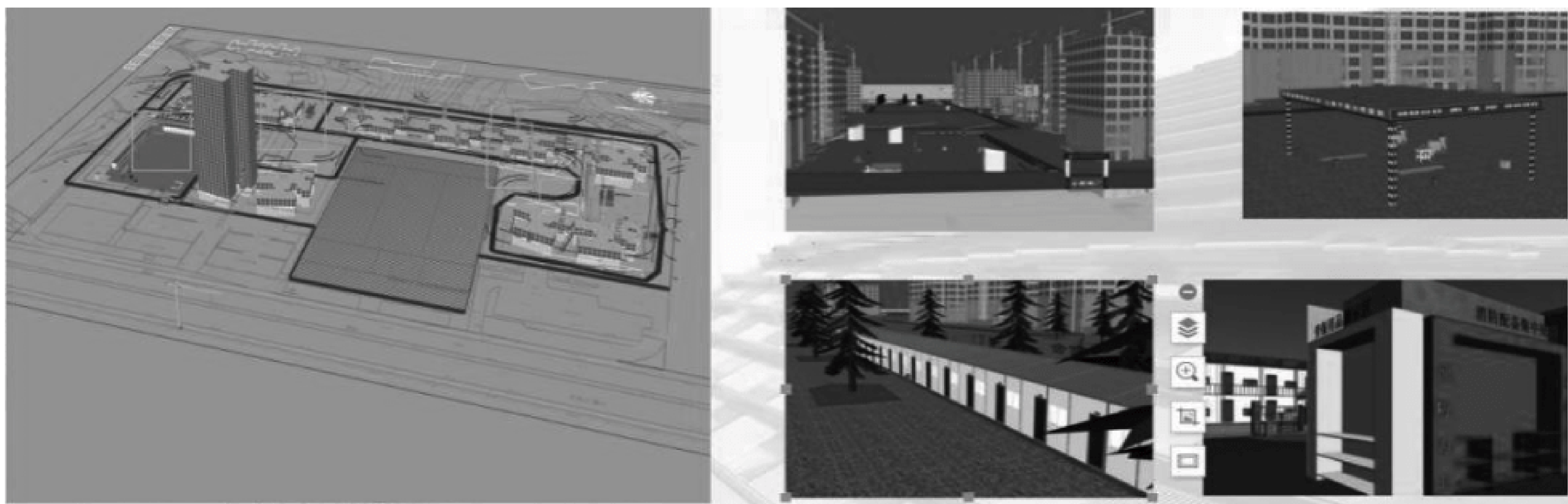


图 11-21 施工现场布置及方案比选

2. 施工方案模拟(图 11-22)

采用项目方案施工前,可利用 3D 计算机技术把建筑施工的过程以视频形式预演出来,全面详细地了解整个施工过程,有了提前制作施工动画可以避免在施工过程出现错误,并可提前做修改及调整,即可给工程施工带来安全及质量的保证。



图 11-22 设备运输模拟图

施工方案的模拟有助于提升施工质量和减少返工。在传统工作流程下,技术总工采用图纸与深化设计成员、施工人员、业主等进行沟通,受限于专业与经验,每个人的理解经常会出现偏差。但通过 3D 可视化的方案交底,可大大提高沟通的效率,模拟动画成为施工过程中的交流工具,也大大提升了施工方案优化的质量与效率。

3. 现场数字化施工与监测

在机电和管道的设计完成协同并被批准后,施工团队可通过 BIM 软件进行 2D 和 3D 现场放样点的创建,从 BIM 模型中获取现场控制点坐标和建筑物结构点坐标分量,作为 BIM 模型复核对比的依据,根据 BIM 模型中的机电综合管线坐标及尺寸数字信息创建放样点。

在施工验收阶段,应用 BIM 采集设备实测实量,采集现场施工成果的 3D 信息,通过设计数据与实际数据的一系列对比分析来检查管线、设备的安装施工质量,既能确保管线和设备安装有较高的精度,也能够实现对施工成果更加全面细致的验收。

4. 设备与物料管理

把 BIM 技术和二维码技术融入传统的工作流程中,可实现“BIM+二维码技术”管线综

合技术流程管理,施工材料领取流程管理,以及物资精细化管理流程管理。按施工作业面配料,可实现设备、材料的有效控制,提高工作效率,减少不必要的浪费。

11.4.3 其他阶段应用

1. 装饰装修 BIM 应用(图 11-23)

装饰装修 BIM 应用是收集客户提供的构件图纸、模型文件等资料,在建筑 BIM 模型的基础上绘制室内装饰构件 3D 模型,各构件都使用 3D 实体模型创建,检查并扫描 3D 模型以识别重叠或相互冲突的图元,并生成冲突碰撞检查报告,利用 3D 模型在任意视角上推敲设计,确定材料材质、饰面颜色、灯光布置、固定设施等,从而对设计进行细致的分析,保证设计的质量,生动而方便地表现灯光、材质、饰面、家具等细节。BIM 技术可生成施工所需要的施工图、详图,从模型中生成各种门窗表、材料表以及各种综合表格,统计间隔墙的面积、体积,进行工程概预算来控制装修报价。

2. “BIM+VR(AR)”应用(图 11-24)

VR 是在 BIM 的 3D 模型基础上,加强了可视性和具象性。通过构建虚拟展示,为使用者提供交互性设计和可视化印象。利用 VR 技术可以在短时间内对不同的施工方案做大量的分析,从而保证施工方案最优化,并且提供“VR+BIM”的全景鸟瞰、VR 样板工程展示、云渲染装修、设计转换 VR 平台等。通过“BIM+AR”增强现实技术,将地铁施工图进行参数模型化、3D 模型可视化,便于各专业协同检查,避免各专业之间沟通交流不及时造成现场施工冲突,减少返工现象。

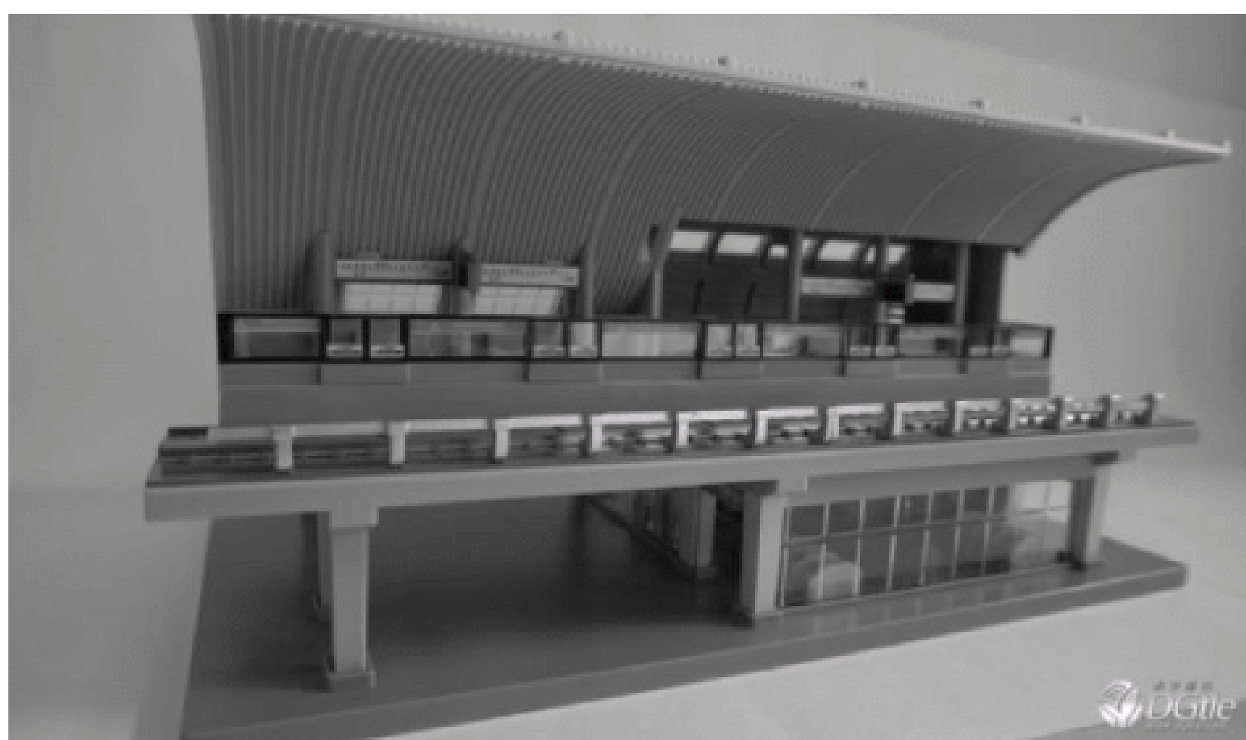


图 11-23 BIM 装修效果



图 11-24 BIM 土方开挖模拟图

3. 项目协同管理平台

项目协同管理平台是使用 BIM 技术搭建项目协同工作平台,项目各参与方在信息平台上协同工作,以 WBS 为主线、以工作包为单位、以 BIM 构件为载体,实现工程项目的进度控制、成本控制、质量控制,以及在安全管理、合同管理、资料管理等方面进行全关联的协同管理,最终通过基于 BIM 的工程项目精细化管理,达到保证质量、降低成本、提升效益的项目管理目标,实现一个平台依托互联网进行多方异地协同管理以及与第三方信息数据的对接,支持移动端的应用和自定义协同管理流程等。

4. 结算管理

在竣工结算中，BIM技术提供了一个合理的技术平台，基于BIM 3D模型，并将工期、价格、合同、变更签证信息存储于BIM中央数据库中，可供工程参与方在项目生命周期内及时调用共享。审查人员可直接访问BIM中央数据库，调取全部相关工程资料，极大缩短结算审查前期的准备工作时间，利用BIM能够快速准确地计算出实际工程造价，从而大大提高结算的效率和准确性。

思考题

1. 简述BIM技术的特点。
2. 简述BIM在工程建设各阶段的作用。

参 考 文 献

[1] 中华人民共和国住房和城乡建设部.地下铁道工程施工及验收规范：GB 50299—1999[S].北京：中国计划出版社，1999.

[2] 中华人民共和国交通运输部.公路隧道设计规范：JTG D70—2004[S].北京：人民交通出版社，2004.

[3] 中华人民共和国住房和城乡建设部.铁路工程抗震设计规范：GB 50011—2006(2009 年版)[S].北京：中国计划出版社，2006.

[4] 中国铁路总公司.铁路隧道监控测量技术规程：Q/CR 9218—2015[S].北京：中国铁道出版社，2015.

[5] 王毅才.隧道工程[M]. 2 版.北京：人民交通出版社，2006.

[6] 中华人民共和国住房和城乡建设部.城市轨道交通技术规范：GB 50490—2009[S].北京：中国建筑工业出版社，2009.

[7] 中华人民共和国交通部.公路隧道设计细则：JTG/T D70—2010[S].北京：人民交通出版社，2010.

[8] 朱永全，宋玉香.隧道工程[M]. 3 版.北京：中国铁道出版社，2015.

[9] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑结构荷载规范：GB 50009—2012[S].北京：中国建筑工业出版社，2012.

[10] 朱永全，宋玉香.地下铁道[M]. 2 版.北京：中国铁道出版社，2012.

[11] 高峰，梁波.城市地铁与轻轨工程[M].北京：人民交通出版社，2012.

[12] 戴俊.隧道工程[M].北京：机械工业出版社，2012.

[13] 中华人民共和国住房和城乡建设部.地铁设计规范：GB 50157—2013[S].北京：中国建筑工业出版社，2014.

[14] 中华人民共和国住房和城乡建设部.城市轨道交通结构抗震设计规范：GB 50909—2014[S].北京：中国计划出版社，2014.

[15] 中华人民共和国住房和城乡建设部.工程岩体分级标准：GB/T 50218—2014[S].北京：中国计划出版社，2014.

[16] 中华人民共和国交通运输部.公路隧道照明设计细则：JTG/T D70/2-01—2014[S].北京：人民交通出版社，2014.

[17] 陈志敏，欧尔峰，马丽娜.隧道及地下工程[M]. 2 版.北京：清华大学出版社，2017.

[18] 中华人民共和国交通运输部.公路桥涵设计通用规范：JTG D60—2015[S].北京：人民交通出版社，2015.

[19] 国家铁路局.铁路隧道设计规范：TB 10003—2016[S].北京：中国铁道出版社，2016.

[20] 中华人民共和国住房和城乡建设部.城市道路工程设计规范：CJJ 37—2012(2016 年版)[S].北京：中国建筑工业出版社，2016.

[21] 国家铁路局.铁路桥涵设计规范：TB 10002—2017[S].北京：中国铁道出版社，2017.

[22] 国家铁路局.铁路线路设计规范：TB 10098—2017[S].北京：中国铁道出版社，2017.

[23] 中华人民共和国交通运输部.公路路线设计规范：JTG D20—2017[S].北京：人民交通出版社，2017.